

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TITULACIÓN POR TESIS

**“DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL DE LA
LOCALIDAD DE PILLUANA PROVINCIA
DE PICOTA REGION SAN MARTIN”**

**TESIS PRESENTADA
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

POR:

BACH. ALAN ANGEL CHAVEZ IGLESIAS

ASESOR: ING° JORGE ISAACS RIOJA DIAZ

**TARAPOTO – PERÚ
2010**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL DE LA
LOCALIDAD DE PILLUANA PROVINCIA
DE PICOTA REGION SAN MARTIN”**

TESIS PRESENTADA
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

POR:

BACH. ALAN ANGEL CHAVEZ IGLESIAS

SUSTENTADO Y APROBADO ANTE EL HONORABLE JURADO:

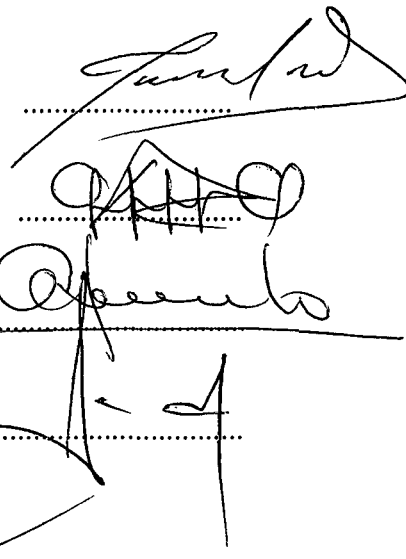
PRESIDENTE : ING°NESTOR RAUL SANDOVAL SALAZAR

SECRETARIO : ING. RUBEN DEL AGUILA PANDURO

MIEMBRO : ING° WILTON CELIS ANGULO

ASESOR : ING° JORGE ISAACS RIOJA DIAZ

TARAPOTO 2010



Handwritten signatures of the jury members: Nestor Raul Sandoval Salazar, Ruben del Aguila Panduro, Wilton Celis Angulo, and Jorge Isaacs Rioja Diaz.

INDICE

CARATULA	i
CONTRACARATULA	ii
INDICE	iii
RESUMEN	xi
I. INTRODUCCIÓN	
1.1 GENERALIDADES	01
1.2 EXPLORACIÓN PRELIMINAR ORIENTADOS A LA INVESTIGACIÓN	01
1.3 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO	03
II. MARCO TEÓRICO	
2.1 ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA A RESOLVER.	04
2.2 OBJETIVOS	05
2.2.1 OBJETIVO GENERAL	05
2.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	05
2.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	06
2.4 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	06
2.5 MARCO TEÓRICO	06
2.5.1 CLIMATOLOGIA	06
2.5.2 HIDROLOGIA	07
2.5.3 PRECIPITACION PLUVIAL	07
2.5.4 ESCORRENTIA SUPERFICIAL	08
2.5.5 TIEMPO DE CONCENTRACION	08
2.5.6 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	09

2.5.7 EVAPORACION	10
2.5.8 CAUDAL DE DISEÑO	10
2.5.9 CUNETAS	10
2.5.10 ALCANTARILLAS	10
2.5.11 RAPIDAS	20
2.5.12 POZAS DE DISIPACION	20
2.5.13 FLUJOS EN CANALES ABIERTOS	20
2.5.13.1 ELEMENTOS BASICOS DE LOS CANALES	20
2.5.13.2 ENERGIA ESPECÍFICA	21
2.5.13.3 REGIMEN CRÍTICO	22
2.5.14 TIRANTE	22
2.3.14.1 TIRANTE NORMAL	22
2.3.14.2 TIRANTE CRITICO	23
2.5.15 TALUD DE CUNETAS	23
2.5.16 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	24
2.5.17 ANCHO DE SOLERA	24
2.5.18 AREA HIDRAULICA	25
2.5.19 BORDE LIBRE	25
2.5.20 PROFUNDIDAD TOTAL DE CUNETA	26
2.5.21 VELOCIDAD	26
2.5.21.1 VELOCIDAD MINIMA	26
2.5.21.2 VELOCIDAD MAXIMA	27
2.5.22 REVESTIMIENTO DE CUNETAS	28
2.6 HIPOTESIS	29

III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES	30
3.2 METODOS	30
3.2.1 TRABAJOS DE CAMPO	30
3.2.2 TOPOGRAFIA	30
3.2.3 HIDROLOGIA	31
3.2.4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	31

3.2.5 ANCHO DE SOLERA	32
3.2.6 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	33
IV RESULTADOS	
4.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	34
4.1.1 CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO	34
4.1.2 DISEÑO HIDRAULICO DE CUNETAS Y ALCANTARILLAS	34
4.1.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE CUNETAS Y ALCANTARILLAS	35
4.1.4 ANCHO DE LA SOLERA	58
4.1.5 TIRANTE	58
4.1.6 AREA HIDRAULICA	58
4.1.7 BORDE LIBRE	58
4.1.8 PROFUNDIDAD TOTAL DE CUNETAS	58
4.1.9 REVESTIMIENTOS DE CUNETAS	59
4.1.10 PRECIPITACION	59
4.2 ANALISIS ESTADISTICO DE LA PRECIPITACION	60
4.3 METODO DE GUMBELL	62
4.4 METODO FUNCION DE GUMBELL TIPO I	63
4.4.1 CALCULO PARA UN PERIODO	63
4.4.2 CALCULO PARA UN PERIODO DE RETORNO	64
4.4.3 CALCULO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 20 AÑOS	64
4.4.4 CALCULO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 30 AÑOS	64
4.4.5 CALCULO PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS	65
4.5 DETERMINACION DE LAS AREAS A DRENAR	66
V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	79
VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
6.1 CONCLUSIONES	81
6.2 RECOMENDACIONES	81
VII BIBLIOGRAFIA	82
VIII ANEXOS	83
ANEXO 1: LAMINA E-01	85
ANEXO 2: LAMINA E – 02	86

ANEXO 3: LAMINA PC-01	87
ANEXO 4: LAMINA DF – 01	88
ANEXO 5: LAMINA PL – 01	89
ANEXO 6: LÁMINA PL-02	90
ANEXO 7: LAMINA PL -03	91
ANEXO 8: LAMINA PL-04	92
ANEXO 9: LAMINA PL-05	93
ANEXO 10: LAMINA PL-06	94
ANEXO 11: LAMINA PL-07	95
ANEXO 12: LAMINA PL-08	96
ANEXO 13: LAMINA PL-09	97
ANEXO 14: LAMINA PL-10	98
ANEXO 15: LAMINA PL -11	99
ANEXO 16: LAMINA PL-12	100
ANEXO 17: LAMINA PL-13	101
ANEXO 18: LAMINA PL-14	102
ANEXO 19: LAMINA PL-15	103
ANEXO 20: LAMINA PL-16	104
ANEXO 21: LAMINA PL-17	105
ANEXO 22: LAMINA PL-18	106

INDICE DE TABLAS

TABLA N° 01: COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA SEGUN KUICHLING	09
TABLA N° 02: VALORES DE ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	19
TABLA N° 03: VALORES REFERENCIALES DE ESFUERZO PORTANTE	19
TABLA N° 04: TALUDES RECOMENDABLES	23
TABLA N° 05: COEFICIENTES DE RUGOSIDAD (n) DE MANNING	24
TABLA N° 06: ANCHO DE SOLERA	25
TABLA N° 07: BORDE LIBRE CON RELACION AL CAUDAL.	26
TABLA N° 08: BORDE LIBRE CON RELACIÓN AL ANCHO DE SOLERA	26
TABLA N° 09: CRITERIOS DE VELOCIDADES MÍNIMAS	26
TABLA N° 10: VALORES COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	27
TABLA N° 11: VELOCIDADES MÁXIMAS SEGÚN MATERIAL	27
TABLA N° 12: VELOCIDADES MAXIMAS DE EROSIÓN	27
TABLA N° 13: VELOCIDADES MAXIMAS PARA TUBERIAS	28
TABLA N° 14: VELOCIDADES MAXIMAS SEGÚN CARACTERISTICAS	28
TABLA N° 15: VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES	28
TABLA N° 16: VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES	28

INDICE DE CUADROS

CUADRO N° 01: COEFICIENTES DE RUGOSIDAD	31
CUADRO N° 02: ANCHO DE SOLERA	32
CUADRO N° 03: DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA	59
CUADRO N° 04: ORDENAMIENTO Y ANALISIS ESTADISTICO	60
CUADRO N° 05: RESUMEN DE VALORES	63
CUADRO N° 06: RESUMEN VALORES DE TM VS IMAX	65
CUADRO N° 07: DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LA INTENSIDAD	65
CUADRO N° 08: PORCENTAJE DE PRECIPITACIÓN	66
CUADRO N° 09: AREAS COLECTORAS	69
CUADRO N° 10: CAUDALES DE ESCURRIMIENTO	70

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 01: ANCHO DE SOLERA	32
FIGURA N° 02: SECCIÓN PROMEDIO DE CUNETAS Y ALCANTARILLAS	35
FIGURA N° 03: SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CUNETA	36
FIGURA N° 04: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LA CUNETA	38
FIGURA N° 05: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LA CUNETA CASO II	40
FIGURA N° 06: DISPOSICIÓN DEL REFUERZO EN LA CUNETA	44
FIGURA N° 07: SISTEMA DE CARGAS EN LA ALCANTARILLA	45
FIGURA N° 08: DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL MARCO RIGIDO	46
FIGURA N° 09: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO RÍGIDO	48
FIGURA N° 10: ESFUERZOS EN EL TRAMO 1-2 DEL MARCO RIGIDO	49
FIGURA N° 11; DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES	50
FIGURA N° 12: ESFUERZOS EN LA LOSA DEL MARCO	50
FIGURA N° 13: ESFUERZOS EN LAS PAREDES DEL MARCO	51
FIGURA N° 14: DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL MARCO RIGIDO	52
FIGURA N° 15: DISPOSICIÓN DEL REFUERZO EN EL MARCO RIGIDO	57

INDICE DE GRÁFICOS

GRAFICO N° 01: SECCIÓN TÍPICA CUNETA	10
GRÁFICO N° 02: CASO I-POZA SIN AGUA	11
GRAFICO N° 03: CASO II-POZA CON AGUA	11
GRAFICO N° 04: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA CASO I y II	14
GRAFICO N° 05: ESQUEMA DE LA ENERGÍA PARA UN TRAMO	21
GRAFICO N° 06: CURVA DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA	22
GRAFICO N° 07: SECCIÓN RECTANGULAR DE UN CANAL	25

INDICE DE PLANOS

LAMINA PL – 01	87
LÁMINA PL-02	88
LAMINA PL -03	89
LAMINA PL-04	90
LAMINA PL-05	91
LAMINA PL-06	92
LAMINA PL-07	93
LAMINA PL-08	94
LAMINA PL-09	95
LAMINA PL-10	96
LAMINA PL -11	97
LAMINA PL-12	98
LAMINA PL-13	99
LAMINA PL-14	100
LAMINA PL-15	101
LAMINA PL-16	102
LAMINA PL-17	103
LAMINA PL-18	104

RESUMEN

El presente proyecto de drenaje trata de solucionar un problema de emergencia para la salud del Distrito de Piscoyacu, ensayándose tiempos de caída de agua que permitan llegar a puntos óptimos.

El diseño del drenaje pluvial de una ciudad, comprende la determinación de las características hidráulicas, geométricas y estructurales de un sistema de alcantarillado pluvial (obteniendo las secciones transversales de los conductos, pendientes y las elevaciones del tirante para cada colector) que conduce la escorrentía producto de una tormenta caída en el área de influencia de una ciudad.

En cuanto a la evacuación de aguas pluviales en zonas urbana se han elaborado expedientes en varias ciudades del país especialmente en el valle del Cuzco.

Se realizaron inicialmente trabajos de campo, topografía, hidrología, coeficientes de rugosidad, recopilación de la información.

Posteriormente los resultados, con el diseño del sistema de drenaje para el Distrito de Piscoyacu, diseño hidráulico de cunetas y alcantarillas, diseño estructural de cunetas y alcantarillas, ancho de solera, tirante, área hidráulica, borde libre, profundidad total de cunetas, revestimiento de cunetas precipitaciones y la aplicación de algunos métodos, determinando las áreas respectivas.

Finalmente se analizaron y discutieron resultados, emitiendo conclusiones y sugerencias respectivas a las autoridades del distrito de Piscuyacu.

I INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

El diseño del drenaje pluvial de una Ciudad comprende la determinación de las características hidráulicas, geométricas y estructurales de un sistema de alcantarillado pluvial (obteniendo las secciones transversales de los conductos, pendientes y las elevaciones del tirante para cada colector) que conduce la escorrentía producto de una tormenta caída en el área de influencia de una ciudad.

Para diseñar el drenaje pluvial de una ciudad requiere realizar un estudio topográfico de la zona, recolección y procesamiento de los datos de precipitación pluvial.

La presente Tesis pretende desarrollar un documento técnico que permita la elaboración del expediente de las obras que se proponen dentro de la zona en estudio.

En los planos adjunto a los anexos se presentan láminas referentes a la ubicación del Proyecto.

1.1.1. LIMITACIONES

La falta de información bibliográfica, el procedimiento de recolección de datos, procesamiento y experiencias referidas al drenaje pluvial urbano en nuestra zona. Los textos obtenidos referentes a drenaje pluvial son muy superficiales en su contenido, dificultando el desarrollo del presente trabajo, motivo por la cual recurrimos a temas similares de otras zonas, quedando los parámetros de diseño establecidos a criterio del diseñador.

1.2. EXPLORACIÓN PRELIMINAR ORIENTADO A LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. Ubicación Geográfica.

La localidad de Pilluana, se localiza en la provincia de Villa Picota, Departamento de San Martín, se encuentra ubicado en la margen derecha del río Huallaga, altura del Puerto Sangama, aproximadamente en la progresiva 36+900, de la carretera Fernando Belaunde Terry, tramo Tarapoto – Picota al sur de la ciudad de Tarapoto.

El distrito se encuentra ubicada geográficamente a 302 m.s.n.m. de altitud aproximadamente, 06° 47' 35" de latitud sur y 76° 19' 55" de longitud oeste y tiene una superficie de 82 km²

1.2.2. Vías de Acceso.

Para trasladarse de Tarapoto a la localidad de Pilluana, se realiza por vía terrestre mediante el acceso principal de mayor transitabilidad vehicular, la carretera Fernando Belaunde Terry - Sur, hasta el Puerto Sangama, ubicado en la progresiva Km. 36 + 900, para luego trasladarse por vía fluvial sobre el río Huallaga, haciendo uso de bote motor, en un lapso de 15 minutos como máximo hasta el puerto Pilluana.

Una segunda vía alterna es la ruta: Tarapoto - Picota - Dolores – Pilluana, que tiene una longitud de 85 km. El desplazamiento se realiza mediante camionetas rurales en un tiempo de 3.5 horas, es la ruta más recomendable para el traslado de los diferentes materiales de construcción por la seguridad que presta la vía carrozable.

1.2.3. Estado situacional de las calles que comprende la localidad.

La localidad de Pilluana en la zona urbana, presenta distribución catastral con calles debidamente delineadas, las cuales cuentan con redes de agua, desagüe y postería de concreto para el tendido de las redes de Energía Eléctrica, los cuales se han tomado en cuenta en el proyecto a fin de minimizar costos por refacción.

Las calles se encuentran niveladas, compactadas y perfiladas, cuentan con una capa de material de afirmado, el cual permite que a la falta de obras de drenaje pluvial, permita el deslizamiento de las aguas de lluvia hacia las zonas bajas.

El ancho de la calzada en las diferentes calles es variable de 14.00 metros a 16.00 metros, cuenta con 177 lotes, de los cuales 130 son utilizados como viviendas y 47 son lotes de terreno.

Estado de transitabilidad y conservación, las calles presentan buen estado de conservación situación que permite el desplazamiento vehicular y peatonal.

Comportamiento ante lluvias de intensidad, por la misma situación topográfica que presenta el terreno, las aguas discurren por los drenes naturales y caños existentes en ambos lados de la calle, estos drenes han sido ejecutados artesanalmente por los propietarios de cada vivienda y evacuan hacia el río Huallaga y el brazo del río Mishquiyacu.

Para el caso de la entrega en el río Huallaga, se considera colocar una

compuerta metálica, la cual en épocas de grandes avenidas sea cerrada por el personal de mantenimiento a cargo de la municipalidad y evitar de esta manera el ingreso del agua hacia la ciudad, hasta que este problema sea solucionado en forma definitiva con el proyecto de Defensa Ribereña de la localidad.

1.2.4. Topografía del Terreno

La topografía del terreno donde se proyecta realizar la construcción de las cunetas y alcantarillas es ondulada con pendientes pronunciadas en la zona alta y baja en la zona de entrega al río Huallaga y al brazo del río Mishquiyacu.

El suelo predominantemente es del tipo arcilloso, con cierto contenido de arena y limo del tipo CL y arcilla inorgánica del tipo CH.

1.2.5. Clima.

Por la ubicación geográfica en la que se encuentra en ceja de selva con temperaturas que varían entre 23° C y 32° C, así mismo el registro de precipitación máxima diaria (Mm) de la estación Pilluana que varía entre 50 y 65 mm promedio diario anual.

1.3 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO

El proyecto se encuentra ubicado en el Distrito de Pilluana Provincia de Picota Región San Martín.

Para el desarrollo de la presente Tesis se hizo una evaluación de las condiciones que presenta actualmente la zona de desarrollo del área del proyecto y como consecuencia un planeamiento del drenaje pluvial.

En cuanto a la determinación del caudal de diseño se procedió a tabular datos de precipitaciones máximas en 24 horas de un registro de 20 años, obteniendo la intensidad de diseño y junto con la información topográfica de donde se obtuvo las áreas de drenaje correspondiente a cada cuadra. Se determinó el caudal de diseño con el uso de las fórmulas correspondientes. Este caudal de diseño sirvió para determinar las secciones de los conductos y otras obras de arte adecuadas para el drenaje pluvial.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA A RESOLVER

En cuanto a la evacuación de aguas pluviales en zonas urbanas, se ha elaborado un proyecto para la ciudad del Cuzco, el cual se describe en el Libro de Ponencias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil.

En el año de 1995 se realizó el estudio “Saneamiento Básico y Pluvial de la Ciudad Universitaria-UNSM”.

Dichos estudios nos proporcionan parte de información correspondiente a la evacuación de aguas pluviales en zonas urbanas.

Debido al crecimiento acelerado de la ciudad y la falta de infraestructura de drenaje pluvial de las calles que no brinda un normal desarrollo de la actividad urbana, producida por precipitaciones pluviales que originan inundaciones, no cuenta con una infraestructura de eliminación rápida y eficaz de aguas pluviales, convirtiendo forzosamente las calles en canales abiertos de evacuación pluvial inundando viviendas y colapsando alcantarillas, a consecuencia de esto urge la necesidad de implementar un sistema de drenaje adecuado de las calles de la ciudad.

La localidad de Pilluana, comprensión del distrito del mismo nombre, Provincia de Picota y departamento de San Martín, es una de las localidades que se ubica en la margen derecha del río Huallaga, fue creado con la categoría de Pueblo mediante Decreto Ley N° 220, de fecha 14 de Agosto de 1920.

En la actualidad la localidad de Pilluana es una de las ciudades que por encontrarse a orillas del río Huallaga y un brazo del río Mishquiyacu, paralelo al Jr. Tarapoto, en época de invierno sufre las consecuencias de las inundaciones del río Huallaga y el embalse del río Mishquiyacu, así como por las lluvias que con mucha frecuencia se produce en esta zona, a ello se suma el problema del tipo de material con el cual han sido construidos las viviendas, las cuales sufren humedecimiento por infiltración debido a la humedad que dejan las aguas de lluvia y que son transmitidas hacia las viviendas, pues la mayoría de los pisos son de tierra, paredes de quincha a base de caña brava y torta de barro la cobertura de madera redonda cubierto por hoja de irapai o shapaja, son pocas las viviendas con muros de ladrillo, piso de concreto y cobertura de calamina sobre tijerales de madera.

La localidad de Pilluana pese a su antigüedad de creación no cuenta con un sistema

adecuado de drenaje pluvial, cuenta con drenes naturales o caños que trasladan las aguas de lluvia hacia el río Huallaga y el río Mishquiyacu, esta localidad es uno de los lugares en el valle que sufren de precipitaciones pluviales constantes y que por la falta de sistema de evacuación de las aguas pluviales estas escurren en direcciones no requeridas, generando cortes y erosiones en las calles propiciando el colapso de las viviendas.

Al contar con la viabilidad se plantea como solución inmediata, la elaboración del presente expediente técnico en el cual se proyecta el encauzamiento de las aguas pluviales mediante la construcción de cunetas y alcantarillas de concreto simple y concreto armado, estructuras que garantizaran la conducción y evacuación inmediata de las aguas pluviales y las aguas superficiales que producen las inundaciones del río Huallaga.

2.2. OBJETIVOS

2.2.1. Objetivo General

Orientar el ordenamiento del Drenaje Pluvial en la zona urbana de la localidad de Pilluana y evitar los daños que pueden ocasionar las precipitaciones pluviales de gran intensidad a la comunidad de la zona del proyecto.

2.2.2. Objetivos Específicos

Permitir el manejo racional del agua de lluvia en las ciudades para evitar daños en las edificaciones y obras públicas (pistas, redes de agua, redes eléctricas, etc.).

Contribuir en el desarrollo mejorando el ornato del distrito, dado por su crecimiento poblacional.

Evitar la acumulación del agua de lluvia que pueda constituir focos de contaminación y/o transmisión de enfermedades dérmicas, respiratorias e infectas contagiosas entre los pobladores de la localidad.

Otorgar seguridad de estabilidad en las viviendas, ante el posible colapso de las viviendas por la precariedad de la calidad de los materiales utilizados durante su proceso constructivo.

Facilitar el tránsito peatonal y vehicular en cualquier época del año.

Generar empleo temporal y elevar el nivel de vida de los moradores del sector de influencia donde se ejecuta la obra.

Satisfacer la necesidad de evacuar caudales producidas por precipitaciones de gran intensidad con el Diseño del Drenaje Pluvial de la Localidad de Pilluana.

Realizar el levantamiento topográfico de la zona del proyecto.

Determinar los caudales de diseño de las obras de drenaje pluvial.

Diseñar finalmente el sistema de drenaje.

Orientar en forma didáctica el proceso del diseño del Drenaje Pluvial en una zona urbana.

2.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La necesidad urgente de luchar contra las precipitaciones pluviales, hace que los pobladores de distintas partes del país, busquen solucionar sus problemas más álgidos, siendo Piscuyacu una localidad declarada en extrema pobreza y por ende el municipio con bajos recursos económicos, necesita urgente el drenaje pluvial, con el sano objetivo de reducir enfermedades que ocasionan las lluvias.

Los presupuestos participativos de los municipios obstaculiza la priorización de los proyectos, ya que no se pueden generar más espacios laborales, por el monto que ofrecen, de allí que se justifica nuestro proyecto en el sentido de que el impacto ambiental a estudiar serpa para buscar el beneficio de la población.

2.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El proyecto de investigación, marca coordenadas muy definidas en el área de Piscuyacu, un distrito que va creciendo con mucha dificultad y lucha social por la supervivencia, los limitantes son los problemas económicos y la aprobación de presupuestos por el gobierno central.

Otra limitante es la apatía que muestran las autoridades de este distrito mencionado, resaltando la más importante el económico y la habilidad para generar espacios laborales.

2.5. MARCO TEÓRICO

2.5.1. Climatología⁽¹⁾

Es el estudio del clima y sus causas en relación con la región particular o zona de estudio.

Clima.

⁽¹⁾ ZULETA, "BILBAO, Hugo," Diccionario de la Construcción", Pág. 50

Conjunto de los caracteres atmosféricos que tipifican una Región o espacio geográfico determinado.

Características relativamente variables de temperatura y humedad atmosférica, determinadas y/o influidas por el régimen hidrológico, los vientos, la latitud y la altitud, para cada espacio geográfico.

2.5.2. Hidrología

Ciencia que estudia las aguas en toda la complejidad dinámica de su proceso en la biosfera⁽²⁾.

Hidrología es la ciencia que trata el agua en la Naturaleza: sus propiedades, distribución y comportamiento como tal, proporciona una información básica para la administración de los recursos hidráulicos dentro de la estructura de nuestra economía hidráulica e hidrológica⁽³⁾.

2.5.3. Precipitación Pluvial⁽⁴⁾

Precipitación en general, es el término que se refiere a todas las formas de humedades emanadas de la atmósfera y depositadas en la superficie terrestre, tales como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada.

Formación de las Precipitaciones

Los elementos necesarios para la formación de las precipitaciones son los siguientes:

- Humedad atmosférica.
- Radiación solar.
- Mecanismo de enfriamiento del aire.
- Presencia de núcleos higroscópicos para que haya condensación.
- Mecanismo de crecimiento de las partículas.

El proceso de la formación de la precipitación es la siguiente:

- a) El aire húmedo de los estratos bajos es calentado por conducción.
- b) El aire húmedo, entonces, se torna más leve que el de las densidades y experimenta una ascensión adiabática.

⁽²⁾ FAIR – GEIR y OKUN, “Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas residuales”, Pág. 113

⁽³⁾ Idem, Pág. 163

⁽⁴⁾ MONSALVE SÁENZ, Germán, “Hidrología en la Ingeniería”, Pág. 79.

- c) El aire húmedo entonces, se expande y se enfría a razón de 1° C por cada 100 metros (expansión adiabática seca) hasta llegar a una condición de saturación, para llegar a un nivel de condensación.
- d) A partir de ese nivel, y con núcleos higroscópicos, el vapor de agua se condensa formando minúsculas gotas a lo largo de dichos núcleos.
- e) Dichas gotas se mantienen en suspensión durante el proceso de crecimiento, hasta alcanzar el tamaño suficiente para precipitar.

Existen dos procesos de crecimiento de las gotas:

- a) Coalescencia: Es el aumento de tamaño de las gotas debido al contacto con otras gotas. Además, las gotas grandes ya cayendo incorporan a las gotas más pequeñas.
- b) Difusión de vapor (transporte) de vapor supersaturado y su consiguiente condensación en torno a las pequeñas gotas que aumentan de tamaño.

Tipos de precipitación

Las precipitaciones pueden ser clasificadas de acuerdo con las condiciones que producen movimiento vertical del aire:

Convectivas, orográficas y de convergencia.

2.5.4. Escorrentía Superficial⁽⁵⁾

La escorrentía superficial viene a ser el caudal que fluye sobre el terreno y sobre las edificaciones es decir, la porción que no ha sido absorbida por el suelo o infiltrado, ni se ha evaporado a la atmósfera, y es por tanto la parte que interesa evacuar. Es el aspecto más palpable del problema pluvial, sin embargo este fenómeno es el menos estudiado y el más complejo de analizar.

Diferentes autores han hecho pruebas en maquetas y mediciones “in situ” para determinar un modelo matemático que represente al movimiento del agua sobre el terreno. Los estudios realizados se han enfocados principalmente a grandes extensiones de terreno para dar soluciones a grandes cuencas. Estos resultados no son aplicables a zonas urbanas con área de captación pequeña, especialmente en los

⁽⁵⁾ CADENA CÉPEDA, Raúl, <http://www.rcadena.put.htm>

casos de pendientes pronunciadas y cuando se presenta condiciones irregulares, como pueden ser, la existencia de obstáculos urbanísticos, edificaciones y calles que no siguen la dirección del flujo natural del agua.

Las variables más importantes que afectan los escurrimientos superficiales, son el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración, variables que se representan con las letras “c” y “Tc”.

2.5.5. Tiempo de Concentración (Tc)

Este parámetro referido al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: el extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el gasto pluvial⁽⁶⁾. El tiempo de concentración puede ser determinado usando una ecuación empírica desarrollada por Kirpich⁽⁷⁾:

$$T_c = (0.871 * L^3 / H)^{0.385} \dots\dots\dots (01)$$

Donde:

- Tc = Tiempo de concentración en horas (hrs.)
- L = Longitud del curso de agua mas largo en kilómetros (Km.)
- H = Desnivel máximo del curso de aguas más largo en metros.

2.5.6. Coeficiente de Escorrentía (c)

El Coeficiente de escorrentía (c) es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitada, en un intervalo de tiempo determinado⁽⁸⁾.

Los valores que se recomiendan para el coeficiente de escurrimiento son los siguientes:

Tabla N° 01: Coeficientes de Escorrentía según KUICHLING

Naturaleza de la cuenca	Valor de “c”
Superficie de tejados.	0.70 - 0.95
Pavimentos de asfaltos en buen estado.	0.85 - 0.90
Pavimentos de piedra, ladrillo, bloque de madera con juntas cementadas impermeables.	0.75 - 0.85
Los mismos pavimentos con juntas abiertas.	0.50 - 0.70
Pavimentos de losa de mala calidad con juntas abiertas.	0.40 - 0.50
Carretera de macadán.	0.25 - 0.60
Carretera y caminos de grava.	0.15 - 0.30
Superficies sin pavimento, patios de ferrocarril y solare.	0.10 - 0.30
Parques, jardines, praderas, según pendiente del suelo y sub suelo.	0.05 - 0.25
Áreas de monte o bosques, según pendiente del suelo y las características del sub suelo.	0.01 - 0.20
Parte más densamente poblado o cubierto de Construcciones de una ciudad.	0.70 - 0.90

⁽⁶⁾ CADENA CÉPEDA, Raúl, <http://www.rcadena.put.htm>
⁽⁷⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter, “Drenaje Vial”, Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-II/FIC-Tarapoto-Perú.
⁽⁸⁾ MONSALVE SÁENZ, Germán, “Hidrología en la Ingeniería”, Pág. 179

2.5.7. Evaporación⁽⁹⁾

Es el conjunto de fenómenos que transforman el agua en vapor mediante un proceso específicamente físico. La velocidad de evaporación es función del estado de la atmósfera en las densidades de la superficie evaporante (agua, nieve, hielo, etc)

2.5.8. Caudal de diseño⁽¹⁰⁾

Es el caudal máximo de escorrentía ha utilizar en el diseño hidráulico de las estructuras. El caudal se define como el volumen de agua por unidad de tiempo; se expresa en $m^3/seg.$, lts/seg, etc.

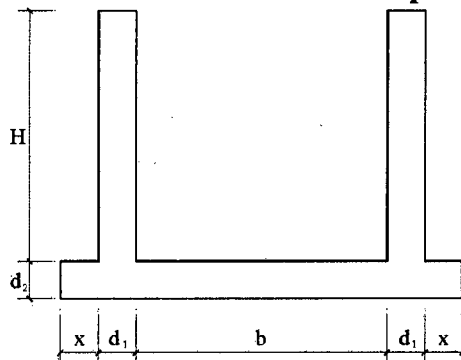
2.5.9. Cunetas

- Son zanjas que se hacen a ambos lados del camino, calles y pueden ser de diferente geometría, dependiendo de las condiciones de suelo, topografía, etc.
- Propósito de recibir y conducir el agua pluvial de las mitades del camino (o de todo el camino), el agua que escurre por los cortes y a veces la que escurre de pequeñas áreas adyacentes.
- Las cunetas se construyen generalmente con sección transversal en forma de "V" (a veces trapezoidal o rectangular), que sean eficientes, fácil de construir y de conservar.

A. Diseño Estructural de Cunetas⁽¹¹⁾

Consiste en determinar las dimensiones y cantidades de refuerzo que contendrá la cuneta en función de las solicitaciones de carga que se presentan.

Gráfico N° 01: Sección Típica Cuneta



En el cálculo estructural se tiene en cuenta los diferentes casos extremos que pueden presentarse durante la vida útil de la obra de arte, los casos extremos que se podrían presentar, son los siguientes:

⁽⁹⁾ REYES CARRASCO, Luis, "Hidrología Básica", Pág. 185

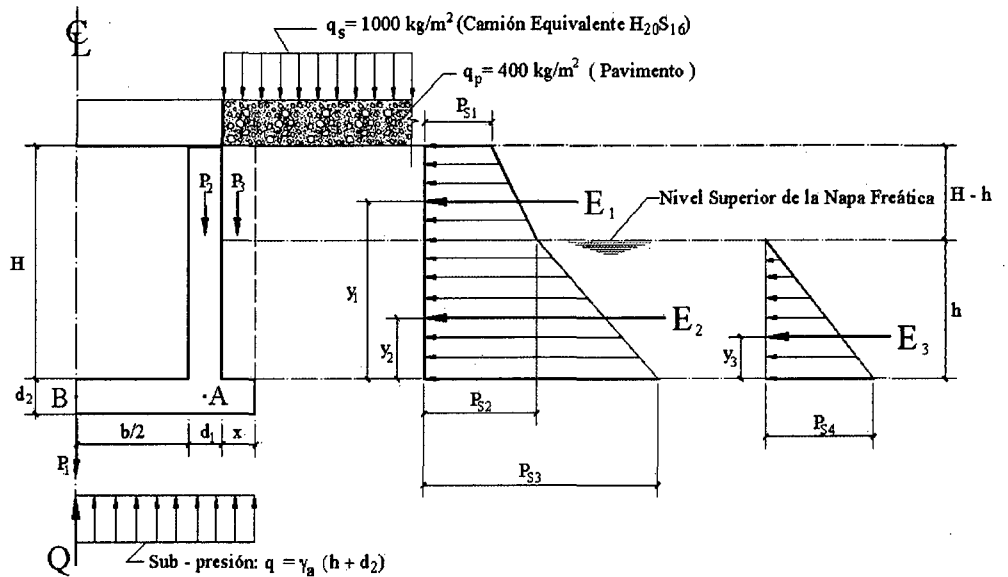
⁽¹⁰⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter, "Drenaje Vial", Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-II/FIC-Tarapoto-Perú.

⁽¹¹⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter, "Drenaje Vial", Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-II/FIC-Tarapoto-Perú.

Caso N° I: La poza se encuentra sin agua

Con relleno a ambos lados de las paredes laterales, nivel freático en la cota más alta observada en el campo, una sobrecarga equivalente del camión de diseño H₂₀ S₁₆ ($q_s = 1000 \text{ Kg/m}^2$). Tal como se muestra en el siguiente gráfico:

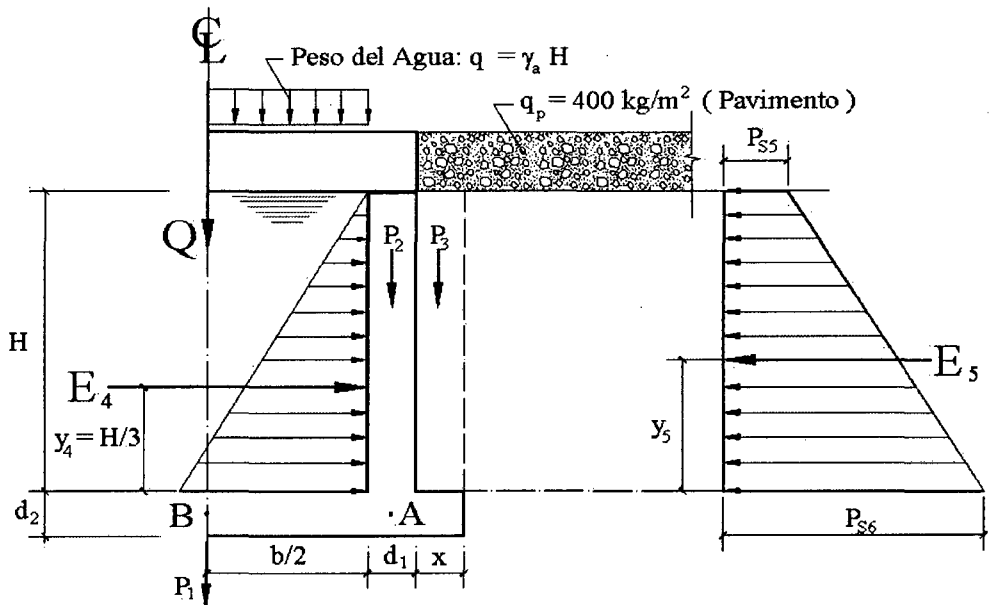
Gráfico N° 02: Caso I – Poza sin Agua, Napa Freática Alta.



Caso II: La poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral

Con relleno a ambos lados de las paredes laterales, pero con el nivel freático por debajo de la cimentaciones y de estructura una sobrecarga del pavimento $q_p = 400 \text{ kg/m}^2$. Tal como se muestra en el gráfico a continuación:

Gráfico N° 03: Caso II – Poza con Agua, Terreno Seco.



Para iniciar el cálculo se estima un primer valor para el espesor de las paredes y loza. Tomando una recomendación práctica, tanto para las paredes y loza con un valor inicial $d=h/15$, donde h es la altura de las paredes laterales.

Sin embargo, por razones constructivas (vaciado del concreto), se tiene que tomar como mínimo $d_{\min} = 0.15\text{m}$, o sea:

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \text{ó} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

Luego se calcula para cada caso (caso I y caso II):

- El momento en el punto A,
- El momento en el punto B
- La seguridad contra la sub-presión.
- La presión de la estructura sobre el terreno.

A1. Caso I.

El momento en el punto A (ver gráfico N° 02) se genera por las presiones. Las expresiones de los esfuerzos que se generan son las siguientes:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots (02)$$

$$P_{S1} = K_a \gamma_s h_{s/c} = K_a \gamma_s \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} = K_a (q_s + q_p) \dots\dots\dots (03)$$

$$h_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} \dots\dots\dots (04)$$

$$P_{S2} = K_a \gamma_s [H - h + h_{s/c}] \dots\dots\dots (05)$$

$$h_e = \frac{(s/c_{total})}{\gamma_s} = \frac{\gamma_s(H - h) + h_{s/c}}{\gamma_s} \dots\dots\dots (06)$$

$$\gamma' = \gamma_s - m \gamma_a \dots\dots\dots (07)$$

$$P_{S3} = K_a \gamma' (h_e + h) \dots\dots\dots (08)$$

Presión del Agua” P_{S4} “(kg/m)

$$P_{S4} = \gamma_a h \dots\dots\dots (09)$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S1} + P_{S2}) (H + h) \dots\dots\dots (10)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} (P_{S2} + P_{S3}) h \dots\dots\dots (11)$$

Empuje del Agua "E3" (kg/m)

$$E_3 = \frac{1}{2} P_{S4} h \dots\dots\dots (12)$$

$$Y_1 = \frac{(2 P_{S1} + P_{S2}) (H - h)}{3 (P_{S1} + P_{S2})} + h \dots\dots\dots (13)$$

$$Y_2 = \frac{(2 P_{S2} + P_{S3}) h}{3 (P_{S2} + P_{S3})} \dots\dots\dots (14)$$

$$Y_3 = \frac{H}{3} \dots\dots\dots (15)$$

El Momento en el Punto "A"

$$M_A = E_1 Y_1 + E_2 Y_2 + E_3 Y_3 \dots\dots\dots (16)$$

Donde:

Ka = Coeficiente de empuje activo.

P_{si} = Presiones debidos a los empujes activos correspondientes (Kg/m²)

φ = Angulo de fricción interna en grados sexagesimales

γ_s = Peso Específico del suelo (Kg./m³)

h_{s/c} = Altura equivalente en metros debido a la sobrecarga del camión H₂₀ S₁₆ (q_s) y del pavimento (q_p)

h_e = altura equivalente en metros debido a "q_s", "q_p" y el suelo por encima de h (ver gráfico anterior)

γ' = Peso específico del terreno con agua (Kg/m³)

γ_a = Peso específico del agua (γ_a = 1000 Kg/m³)

m = Coeficiente que se obtiene de un estudio de mecánica de suelos, depende principalmente del índice de vacíos del terreno.

Si no hay posibilidades de realizar ensayos de suelo, considerar:

m = 0.80 (Terrenos compactos)

m = 0.60 (Terrenos arenosos)

E_i = Empujes activos (Kg/m)

y_i = Posición de los empujes activos respecto a la cara superior de la loza inferior del canal (m)

H = Altura de las paredes laterales de la cuneta (m)

h = Distancia entre la parte superior de la loza inferior y el nivel freático (m)

M_A = Momento en el punto "A" (Kg -m)

El momento en el punto "B".

Se calcula tomando en cuenta M_A y sub - presión "q" (Kg/m²):

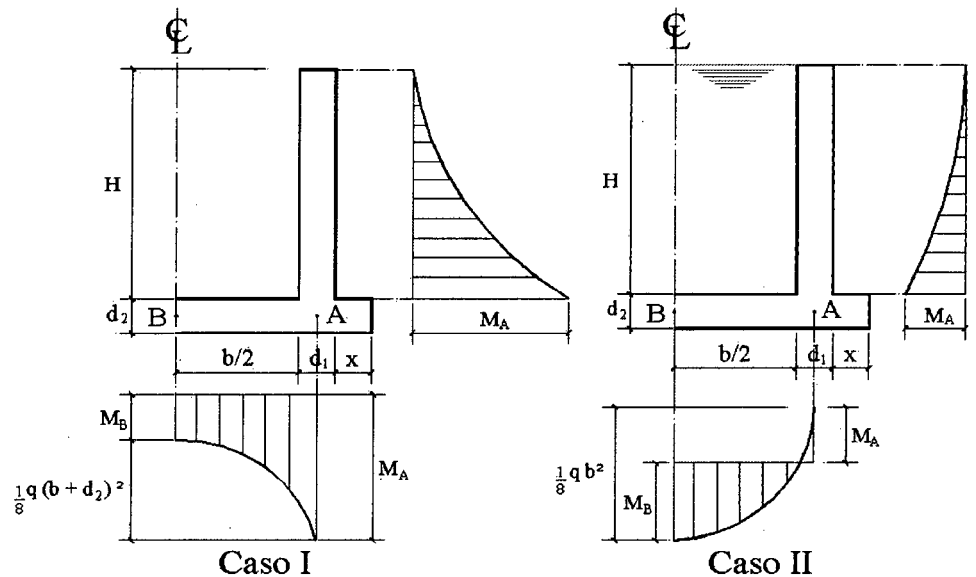
$$q = \gamma_a (h + d_2) \dots\dots\dots (17)$$

Luego según el gráfico siguiente se obtiene:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8} q (b + d_1)^2 \dots\dots\dots (18)$$

El momento en el punto "B" puede ser positivo o negativo. A continuación se muestra los diagramas de momentos para ambos casos (Caso I y Caso II):

Gráfico N° 04: Diagrama de Momentos para el Caso I y Caso II



Seguridad Contra la Sub-presión (ver gráfico N ° 02):

El peso de la estructura debe ser mayor que la sub-presión del agua, para evitar que la estructura vaya a flotar. El parámetro "F" es el denominado factor de seguridad contra la sub-presión y este factor tiene que ser mayor o igual a 1.10.

El peso de la estructura se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c \dots\dots\dots (19)$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c \dots\dots\dots (20)$$

$$P_3 = \gamma_s H x \dots\dots\dots (21)$$

Donde: γ_c = Peso específico del concreto, $\gamma_c = 2\,400 \text{ Kg./cm}^3$

La sub-presión en Kg./m se puede expresar así:

$$Q = q(b + 2d_1 + 2x) \dots\dots\dots (22)$$

Luego el factor de seguridad "F" es definido como:

$$F = \frac{P_1 + 2 P_2 + 2 P_3}{Q} \geq 1.10 \dots\dots\dots (23)$$

Sí:

$F < 1.10 \Rightarrow$ Aumentar ancho de la oreja "x", y/o espesor "d₁" y "d₂" hasta llegar al valor del factor de seguridad requerido.

Presión de la estructura sobre el terreno.

La presión de la estructura sobre el terreno es:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2 P_2 + 2 P_3 - Q}{(b + 2d_1 + 2x) 10000} \dots\dots\dots (24)$$

Luego debe cumplirse que:

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} \geq 2 \dots\dots\dots (25)$$

Donde:

σ_T = Presión de la estructura sobre el terreno (kg/cm²)

σ_t = Capacidad portante del suelo (kg/cm²)

A2. Caso II

El momento en el punto "A" se calcula según el gráfico N° 03, de donde se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s} \dots\dots\dots (26)$$

$$Y_5 = \frac{H^2 + 3 H h'}{3(H + 2 h')} \dots\dots\dots (27)$$

Empuje del Agua "E₄" (Kg./m)

$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 \dots\dots\dots (28)$$

$$E_5 = \frac{1}{2} K_a \gamma_s (H + 2 h') H \dots\dots\dots (29)$$

El Momento en el Punto "A"

$$M_A = \frac{1}{3} H E_4 - E_3 Y_3 \dots\dots\dots (30)$$

El momento en el punto "B" se calcula según la siguiente ecuación:

$$M_B = - M_A + \frac{1}{8} q b^2 \dots\dots\dots (31)$$

Donde:

$$q = \gamma_a H \dots\dots\dots (32)$$

Seguridad contra la sub-presión:

No es necesario por que en este caso la napa freática esta por debajo de la losa del canal.

Presión de la estructura sobre el terreno (σ_T)

Para esto se tiene en cuenta las siguientes ecuaciones obtenidas (las Ec. 19, 20 y 21; obtenidas del Ítem 2.3.9-A1):

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c \dots\dots\dots (19)$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c \dots\dots\dots (20)$$

$$P_3 = \gamma_s H x \dots\dots\dots (21)$$

$$Q = \gamma_a H b \dots\dots\dots (33)$$

Entonces:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(b + 2d_1 + 2x) 10000} \dots\dots\dots (34)$$

Luego, el Factor de seguridad "F" debe cumplir lo siguiente:

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} \geq 2.00 \dots\dots\dots (25)$$

Donde:

σ_T = Presión de la estructura sobre el terreno (kg/cm²)

σ_t = Capacidad portante del suelo (kg/cm²)

A3. Cálculo del Refuerzo

El refuerzo se calcula conforme a la norma para concreto ciclópeo y armado del Reglamento Nacional de Construcciones y en base al diseño a la rotura. La calidad del concreto será $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la calidad del la armadura $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

A3.1. Criterios Generales para el Diseño.

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura (A_{st})

Es el refuerzo perpendicular al principal. Los espaciamientos "S" permisibles son:

$$0.45 \text{ m} > S < 5d \dots\dots\dots (35)$$

$$S = A_b / A_s \dots\dots\dots (36)$$

Cuantías Mínimas a usar, serán:

Para: muros $\rho_{mín} = 0.0025$

Losas $\rho_{mín} = 0.0018$

Luego las Áreas de Refuerzo por Temperatura “ As_{ρ} ”, serán:

Para: muros $As_{\rho} = 0.0025 b d_T$ (37)

 Losas $As_{\rho} = 0.0018 b d_T$ (38)

Donde:

S = Espaciamiento entre barras de acero, distribuidos en un metro de ancho.

d_T = altura total o espesor total del elemento en (cm)

As = Área total del refuerzo (cm^2)

b = Ancho del elemento, para nuestro caso b = 100 cm

Refuerzo Mínimo de Elementos Sujetos a Tracción (As_{min}).

Las Cuantías Mínimas a usar para $f_y = 4\ 200\ kg/cm^2$, serán:

Para: Losas $\rho_{min} = 0.0017$

 Muros $\rho_{min} = 0.0015$

Luego las Áreas del Refuerzo Mínimo “ As_{min} ”, serán:

Para: muros $As_{min} = 0.0015 b d$ (39)

 Losas $As_{min} = 0.0017 b d$ (40)

Donde:

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo de tracción (cm).

Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo (r).

Consideramos lo siguiente:

r = 0.075 m Para el refuerzo de zapatas y otros miembros estructurales principales en los que el concreto se deposita contra el suelo.

r = 0.050 m Para barras mayores que la N° 5($\varnothing 5/8$ ”) en superficie de concreto que van a estar en contacto con el suelo después del desencofrado.

r = 0.050 m Para barras menores que la N° 4($\varnothing 1/2$ ”) en superficie de concreto que van a estar en contacto con el suelo después del desencofrado.

A3.2. Elementos Rectangulares con Refuerzo de Tracción Únicamente.

El momento resistente a la rotura será calculado, según:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots\dots (41)$$

$$y \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \dots\dots\dots (42)$$

Donde:

A_s = Área del refuerzo en tracción (cm²)

f_y = Límite de fluencia del refuerzo, se usará $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción (cm)

a = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos (cm)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, se usará $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

b = Ancho de la cara en compresión de un elemento sujeto a flexión (cm), para nuestro caso $b = 100 \text{ cm}$

ϕ = Factor de reducción de capacidad, se usará el factor para flexión y tracción simple $\phi = 0.90$

La cuantía (ρ) del refuerzo no excederá de 0.75 de la cuantía balanceada (ρ_b), que produce la condición de falla balanceada, osea debe cumplirse.

$$\rho = \frac{A_s}{b d} < 0.75 \rho_b \dots\dots\dots (43)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta f'_c}{f_y} \cdot \frac{6\,100}{6\,100 + f_y} \dots\dots\dots (44)$$

Donde:

$\beta = 0.85$ Para f'_c hasta 280 kg/cm^2 y se reducirá de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de resistencia en exceso de 280 kg/cm^2 .

Para concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, la $\rho_{m\acute{a}x} = 0.016$

A3.3. Resistencia a la Rotura por Fuerza Cortante (τ)

El esfuerzo cortante nominal en la rotura “ τ_u ”, como medida de la tracción diagonal, es:

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} \dots\dots\dots (45)$$

El esfuerzo cortante nominal que tomará el concreto “ τ_c ” es:

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (46)$$

Donde:

$$V_u = 1.8 V \dots\dots\dots (47)$$

V = Cortante en el elemento, producto del análisis estructural

ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.85$ (para elementos sometidos a tracción diagonal, adherencia y anclaje)

Debe cumplirse lo siguiente:

$$\tau_u < \tau_c \text{ (ok)} \dots\dots\dots (48)$$

Tabla N° 02: Valores de Angulo de Fricción Interna “ ϕ ”, Peso Específico “ γ_s ” y Coeficiente de Fricción “F” en función del tipo de Suelo

Tipo de Suelo	Angulo de Fricción ϕ (grados sexagesimales)	Peso Específico γ_s (Kg./m ³)	Coeficiente de Fricción F
Arena o grava sin partículas finas	35° - 40°	1 750 – 1 900	0.50 – 0.60
Arena o grava con mezcla de partículas finas	25° - 35°	1 900 – 2 100	0.40 – 0.50
Arena fina	23° - 30°	1 750 – 1 900	0.30 – 0.40
Arcilla media compacta	25° - 35°	1 600 – 1 900	0.25 – 0.40
Arcilla suelta	20° - 25°	1 400 – 1 750	0.20 – 0.30
Agua	0	1 000 – 1 100	-----

Fuente: Daniel Díaz Pérez, Apuntes del Curso de ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS de la U.N.S.M.-Tarapoto, Ciclo 98-II

Tabla N° 03: Valores Referenciales de Esfuerzo Portante “ σ_t ” según Tipo de Suelo

Tipo de Suelo	σ_t (kg/cm ²)
Roca, dura y sana (granito, basalto)	40.00
Roca, medio dura y sana (pizarras y esquistos)	20.00
Roca, blanda y fisurada	7.00
Conglomerado compacto bien graduado	4.00
Gravas, mezcla de arena y grava	2.00*
Arena gruesa, mezcla de grava y arena	2.00*
Arena fina a media, arena media a gruesa, mezcla con limo y arcilla	1.50*
Arena fina, arena media a fina mezclada con limo o arcilla	1.00*
Arcilla inorgánica, firme	1.50
Arcilla inorgánica, blanda	0.50
Arcilla Inorgánica con o sin arena	0.25

(*) Reducir en 50% en el caso de estar bajo el nivel freático

Fuente: Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO), MANUAL DE OBRAS, Pag. 13

2.5.10. Alcantarillas

Son obras para el cruce de Drenaje Transversal. Tiene por objeto dar paso rápido al agua que cruza la vía de un lado a otro.

2.5.11. Rápidas⁽¹²⁾

Las rápidas son estructuras construidas en aquellos tramos de canal, donde es necesario cambiar la cota de la superficie libre del agua, de una cota superior a otra cota inferior, donde el desnivel se hace en una gran longitud; con la consiguiente disipación de energía.

Caída Vertical

Es una rápida que cuenta de una transición de entrada, salto o varios saltos (comprende la trayectoria vertical y la poza de disipación de energía) y transición de salida.

2.5.12. Pozas de Disipación de Energía⁽¹³⁾

Las pozas de disipación de energía, de tranquilización o amortiguación son como su nombre lo indica para producir el salto hidráulico y pasar de un régimen subcrítico a supercrítico, y contener este resalto hidráulico dentro de la poza.

2.5.13. Flujos en Canales Abiertos.

2.5.13.1. Elementos Básicos de los Canales⁽¹⁴⁾.

El flujo libre de superficie o flujo en canal abierto incluye todos los casos de flujo en los cuales la superficie del líquido esta abierto a la atmósfera.

Canal uniforme. Es el de sección uniforme; **flujo uniforme** si la pendiente de la superficie del agua es la misma que la del canal. Por tanto, el tirante del flujo es constante en su totalidad.

En el canal uniforme ocurre **flujo variado** si el perfil longitudinal de la superficie del agua no esta paralelo con el fondo del canal.

El flujo variado existe dentro de los límites de las curvas de remanso, dentro de un salto hidráulico y en un canal con pendiente o descargas cambiantes.

⁽¹²⁾ ROSELL CALDERÓN, Cesar Arturo, "Irrigación", Pág. 231

⁽¹³⁾ Idem, Pág. 232

⁽¹⁴⁾ MERRITT, Frederic S., "Manual del Ingeniero Civil", Volumen III, Pág. 21-45, Secc. 21-21.

2.5.13.2. Energía Específica

La energía específica en una sección de un canal se define como la energía por Kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal es decir:

$$E = y + \alpha v^2 / (2g) \dots\dots\dots (49)$$

Donde:

E = Energía específica, en m-Kg./ Kg.

y = Tirante en agua en m.

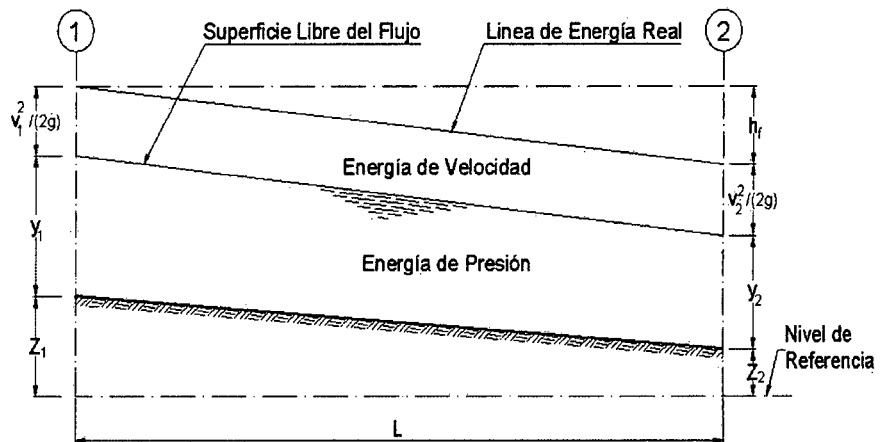
α = Coeficiente de coriolis que representa el grado de turbulencia y varia de 1.00 a 1.36 para canales prismáticos, pero por lo general se toma 1.00 por efectos prácticos.

V = Velocidad, en m/s

g = Aceleración de la gravedad (9.81m/s²)

El concepto de energía específica fue introducido por Boris A. Bakhmeteff y es de gran ayuda para el cálculo del flujo critico.

Gráfico N° 05: Esquema de la Energía para un tramo



Fuente: Frederick S. Merritt, MANUAL DEL INGENIERO CIVIL, Volumen III, Pág. 21-48

2.5.13.3. Régimen Crítico⁽¹⁵⁾.

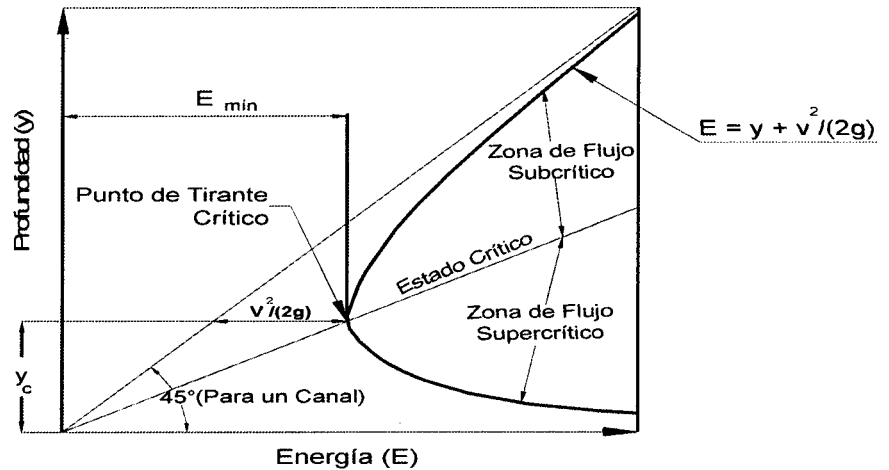
Se dice que un canal, o alguna sección de el esta trabajando bajo un régimen crítico cuando:

- Posee la energía específica mínima para un caudal, dado,

⁽¹⁵⁾ VEN TE, Chow, "Hidráulica de los Canales Abiertos", Pág. 64

- Posee el caudal máximo para una energía específica dada,
- Posee la fuerza específica mínima para un caudal dado.

Gráfico N° 06: Curva de la Energía Específica (“Q” constante)



Fuente: Frederick S. Merritt, MANUAL DEL INGENIERO CIVIL, Volumen III, Pág. 21-48

2.5.14. Tirante (y)⁽¹⁶⁾

Es la distancia vertical, desde el fondo del canal hasta la superficie del flujo.

2.5.14.1. Tirante normal (y_n)⁽¹⁷⁾

Es el tirante del flujo en equilibrio que existe en el canal. Se puede calcular mediante tanteos con la siguiente ecuación de Manning.

$$AR^{2/3} = \frac{1}{n} * QS^{1/2} \dots\dots\dots (50)$$

Donde:

- V = Velocidad (m/s)
- n = Coeficiente de rugosidad
- A = Arrea hidráulica (m²)
- R = Radio hidráulico (m)
- S = Pendiente a la línea de energía (m/m)

2.5.14.2. Tirante Crítico (y_c)

Es el tirante hidráulico que existe cuando el caudal es el máximo para una energía específica dada, o el tirante al que ocurre un caudal determinado con la energía específica mínima⁽¹⁸⁾.

⁽¹⁶⁾ MERRITT, Frederic S., “Manual del Ingeniero Civil”, Volumen III, Pág. 21-46
⁽¹⁷⁾ Ídem, Pág. 21-47
⁽¹⁸⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter, “Infraestructura de Riego”, Parte I, Pág. 26

El numero fround (F) determina la condición del flujo así⁽¹⁹⁾:

Sí,

F = 1 Existe flujo critico

F > 1 Existe flujo supercrítico

F < 1 Existe flujo subscrito

Luego:

$$F = v \sqrt{\frac{g \cdot A}{T}} \dots\dots\dots (51)$$

Donde:

V = velocidad media de la sección (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m² /s)

A = área hidráulica de la sección (m²)

T = Espejo de agua (m)

2.5.15. Talud en Cunetas (Z)⁽²⁰⁾

Es la inclinación de las paredes de los canales que dependen de la geología de los terrenos que atraviesan.

En el siguiente cuadro se muestra los taludes recomendables:

Tabla N° 04: Taludes Recomendables (Horizontal-Vertical)

Para Cortes en:	Talud
Conglomerado	1:1
Suelos arcillosos	1:1
Suelos areno – limosos	1.5:1
Suelos arenosos	2:1
Suelos arenosos sueltos	3:1
Roca alterada suelta	0.5:1
Roca sana	0.25:1
Para rellenos:	
Tierra vegetal, arcilla	1.5:1
Suelo arenoso	3:1

Fuente: Cesar Arturo Rosell Calderón, COLECCIÓN EL INGENIERO CIVIL CAPITULO DE INGENIERO CIVIL, TOMO 14 "IRRIGACIÓN", Pág. 152

2.5.16. Coeficientes de Rugosidad(n)⁽²¹⁾

El coeficiente de rugosidad (n) es un parámetro que determina el grado de resistencia, que ofrecen las paredes y fondo del canal al flujo del fluido.

⁽¹⁹⁾ ROSELL CALDERÓN, Cesar Arturo, "Irrigación", Pág. 155

⁽²⁰⁾ Ídem, Pág. 149

⁽²¹⁾ ROSELL CALDERÓN, Cesar Arturo, "Irrigación", Pág. 148

Mientras más ásperos o rugosas sean las paredes y fondo del canal, mas dificultad tendrá el agua para desplazarse.

Éste parámetro ha sido muy estudiado por muchos investigadores en el laboratorio, por lo que se ha elaborado una tabla para los diferentes valores de “n”, dependiendo del material que aloja el canal.

La tabla representa solo una guía, ya que el canal ha diseñar no siempre funcionará en las mismas condiciones para las que fueron deducidas:

Tabla N° 05: Coeficientes de Rugosidad (n) de Manning

Material	Coefficiente de rugosidad(n)
Cloruro de polivinilo	0.009
Asbesto cemento	0.012
Concreto reforzado prefabricado	0.013
Gras o concreto simple	0.014
Conductos en concreto simple o reforzado fundidos in situ, de sección circular, rectangular o en herradura.	
a) con acabado especial de la superficie	0.015
b) sin acabado especial de la superficie	0.017
Conductos construidos en mampostería de ladrillo Canales de concreto o revestidos en concreto simple o reforzado:	
a) Con acabado especial de la superficie	0.015
b) sin acabado especial de la superficie	0.017
Canaletas o cunetas revestidas en concreto simple o ladrillo	0.017
Canales excavados en tierra	0.035
Canales excavados en tierra recubiertos con vegetación	0,027-0,050
Canales excavados en roca	0,035-0,060

Fuente: Ricardo Alfredo López Cualla, Diseños de Acueductos y Alcantarillados, página 281

2.5.17. Ancho de Solera (b)⁽²²⁾

Viene a ser la base del canal. Resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, con lo cual se pueden manejar con facilidad las fórmulas para calcular los tirantes.

Una forma práctica de fijar el ancho de solera se basa en el caudal, como se muestra en siguiente cuadro:

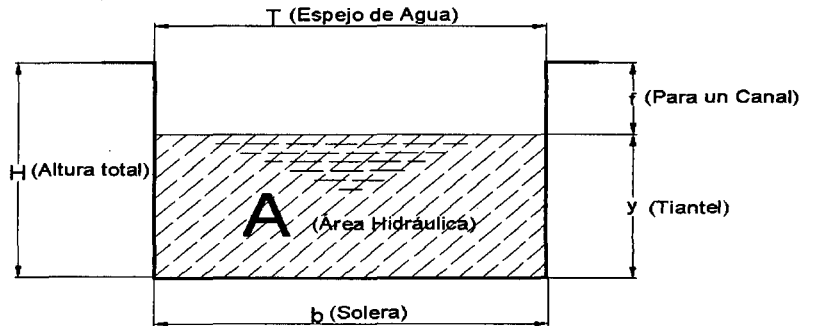
⁽²²⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter. “Infraestructura de Riego”, Parte I, Pág. 46

Tabla N° 06: Ancho de Solera (b)

Caudal Q (m / s)	Solera b (m)
Menor de 0.1	0.30
Entre 0.1 y 0.2	0.50
Entre 0.2 y 0.4	0.75
Mayor de 0.4	1.00

Fuente: Ing° Walter Morales Uchofén, Infraestructura de Riego, Pág.46

Gráfico N° 07: Sección Rectangular de un Canal



2.5.18. Área Hidráulica (A)⁽²³⁾

El área hidráulica o área mojada es el área de la sección transversal del flujo normal a la dirección del flujo (ver gráfico N° 07).

2.5.19. Borde Libre (f)

Es la distancia vertical entre la superficie del flujo para el tirante normal y la corona de los bordos del canal (ver gráfico N° 07). Se deja este desnivel como margen de seguridad al canal con el objeto de evitar desbordamientos⁽²⁴⁾.

Cuando el caudal es menor de 2.00 m³/s es suficiente 0.3 m. el *Bureau of Reclamación* utiliza (canales mayores a 2.00 m³/s) para canales con régimen supercrítico la fórmula⁽²⁵⁾:

$$f = 0.60 + 0.0037 v^3 y^{1/2} \dots\dots\dots (52)$$

Tabla N° 07: Borde Libre con relación al caudal

Q(m ³ /s)	f(m)
Menor de 0.50	0.30
Mayor de 0.50	0.40

Fuente: Morales Uchofén, INFRAESTRUCTURA DE RIEGO-PARTE I, Pág. 46

⁽²³⁾ VEN TE, Chow, "Hidráulica de los Canales Abiertos", Pág. 27
⁽²⁴⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter. "Infraestructura de Riego", Parte I, Pág. 46
⁽²⁵⁾ ROSELL CALDERÓN, Cesar Arturo, "Irrigación", Pág. 154

Tabla N° 08: Borde Libre con relación al ancho de solera

b(m)	f(m)
Hasta 0.80	0.40
0.80 – 1.50	0.50
1.50 – 3.00	0.60

Fuente: Morales Uchofén, INFRAESTRUCTURA DE RIEGO-PARTE I, Pág. 47

2.5.20. Profundidad Total de Cuneta (H)

Es la altura total del canal, o sea el tirante mas el borde libre (ver gráfico N° 07).

2.5.21. Velocidad (v)⁽²⁶⁾

En el diseño de canales, la velocidad es un parámetro que es necesario verificar de tal manera que estén en un rango cuyos límites son los que se muestra en las tablas siguientes.

2.5.21.1. Velocidad Mínima (v_{\min})

Que no produzcan sedimentación (depósitos de materiales sólidos en suspensión), valores experimentales se indican a continuación en la tabla N° 09, velocidades menores, disminuyen la capacidad de conducción del canal:

Tabla N° 09: Criterios de Velocidades Mínimas (v_{\min})

Fuente	v_{\min}
Frederic S. Merritt, MANUAL DEL INGENIERO CIVIL volumen II, Pág. 22-8 Y para alcantarillado pluvial	2 pies/s(0.61 m/s) 3 pies/s(0.91 m/s)
CAPECO, REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES, Pág. 485-secc. S.124.2	0.60 m/s
Cesar Arturo Rosell Calderón, IRRIGACIÓN del Capítulo de Ingeniería Civil-Consejo Departamental de lima. Tomo 14, Pág. 147-148, Donde: β = coeficiente que depende del material en suspensión (ver cuadro N° 08). y = altura del agua en metros.	$\beta \cdot y^{0.64}$
Ricardo Alfredo López Cualla, DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, Pág. 319 - Según la Empresa de Acueductos de Bogotá. - Otras normas.	1.0m/s 0.80 – 0.90 m/s
Máximo Villón Vejar, Programa Hcanales para Windows, versión 2.0	0.30 m/s

⁽²⁶⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter. "Infraestructura de Riego", Parte I, Pág. 42

Tabla N° 10: Valores Coeficiente de Escorrimento (β)

Material transportado.	Valor
Arcilla muy fina.	0.53
Arena muy fina.	0.58
Barro arenoso.	0.64
Arcilla gruesa.	0.70

2.5.21.2. Velocidad Máxima ($v_{m\acute{a}x.}$)

Que no produzcan erosión en las paredes y fondo del canal, valores que sobrepasan las velocidades máximas permisibles, modifican la rasante y crean dificultades al funcionamiento de las estructuras que tenga el canal. Valores experimentales indican velocidades máximas recomendadas, según las tablas del N° 11 al N° 16. Verificar que las velocidades de diseño, estén comprendidas entre los límites indicados.

Tabla N° 11: Velocidades Máximas según material de la tubería

Material de la tubería	$v_{m\acute{a}x.}(m/s)$
Cerámica vitrificada	5.00
Asbestos cemento-Plástico PVC	3.00
Fierro Fundido y acero	5.00
Concreto	3.00

Fuente: CAPECO, REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES, Pág. 485.

Tabla N° 12: Velocidades Máximas de Erosión

Material del revestimiento	Variación de las velocidades (m/s)	Máximas (m/s)
Arena fluida ligera	0.23	0.30
Arena suelta muy ligera	0.30	0.45
Suelo arenoso	0.45	0.60
Suelo arenoso grueso	0.60	0.75
Tierra vegetal, suelo aluvial	0.75	0.85
Suelo de ceniza volcánica	0.85	0.95
Tierra vegetal arcillosa	0.90	1.15
Suelo arcilloso duro	1.30	1.50
Ladrillo	1.40	
Suelo con grava	1.50	1.80
Conglomerado	1.80	2.40
Roca sedimentaria suave	2.40	
Roca dura	3.00	4.50
Madera cepillada	6.00	
Concreto $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$	3.80	4.40
Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	6.60	7.40
Planchas de acero	12.00	20.00

Fuente: César Arturo Rosell Calderón, IRRIGACIÓN del Capítulo de Ingeniería Civil - Consejo Departamental de Lima Tomo 14, Pág. 147.

Tabla N° 13: Velocidades Máximas para tuberías de alcantarillado según material de la tubería

Material de la tubería	v _{máx} (m/s)	
	Agua con sedimentos coloidales.	Agua con fragmentos de arena y grava
Ladrillo común.	3.0	2.0
Ladrillo vitrificado	5.0	3.3
Concreto de f'c: 140 kg/cm ² 210 kg/cm ² 280 kg/cm ² 315 kg/cm ²	3.0	2.0
	5.0	3.3
	6.5	4.0
	7.5	4.3
Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm ² y curado al vapor.	10.0	5.0
Cloruro de polivinilico (PVC)	10.0	10.0

Fuente: Ricardo Alfredo López Cualla, DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, Pág. 320

Tabla N° 14: Velocidades Máximas según características del material en el cual están alojados.

Características de los suelos	v _{máx} (m/s)
Canales en tierra franca	0.60
Canales en tierra arcillosa	0.80
Canales revestidos con piedras y mezcla simple	1.00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2.00
Canales revestidos con concreto	3.00
Canales en roca: Pizarra. Areniscas consolidadas. Rocas duras, granito, etc.,	1.25
	1.50
	3.00-5.00

Fuente: Ing° Walter Morales Uchofén, INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, Pág.43

Tabla N° 15: Velocidades Máximas permisibles con revestimiento de “Concreto” según los siguientes investigadores.

Investigador	v _{máx} (m/s)
Gómez Navarro J.	4.50
Trueba Coronel, S.	4.57
Linsley – Franzini.	3.60
Manual de Obras de Regadío.	3.00

Fuente: Ing° Walter Morales Uchofén, Infraestructura de riego, Pág.. 43.

Tabla N° 16: Velocidades Máximas permisibles

Material	v _{máx} (m/s)
Revestido de concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con Concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0
Terreno revestido de zacate	0.9 – 1.0
Terreno arcilloso	0.8 – 0.9
Terreno arenoso	0.5 – 0.7

Fuente: Máximo Billón Bejar, HCANALES para Windows, Versión 2.0

2.5.22. Revestimiento de Cunetas⁽²⁷⁾

El revestimiento de una cuneta debe satisfacer los siguientes Requerimientos:

- a) Disminuir las pérdidas por infiltración.
- b) Protección de las cunetas contra la erosión.
- c) Permite el flujo a mayor velocidad. Esta a su vez permite reducir la sección y economía en las excavaciones de la cuneta.
- d) Evitar el derrumbamiento de los taludes por humedecimiento.
- e) Reduce considerablemente los costos de mantenimiento.

Por lo tanto un buen revestimiento debe ser:

- Impermeable.
- Resistente a la erosión.
- De bajo costo de construcción, mantenimiento y resistente a acciones de agentes atmosféricos.

2.6. HIPOTESIS

Se diseñará un sistema de drenaje pluvial capaz de descargar el máximo caudal, producido por las precipitaciones pluviales en la zona del proyecto.

Corregir el encauzamiento de las aguas pluviales, garantizando la salud y seguridad de la población; mejorando la transitabilidad vial, posibles hundimientos de viviendas y la proliferación de enfermedades infecto contagiosas.

La presencia de enfermedades infectas contagiosas, es un vector imposible de corregir en el proceso de la construcción del sistema del drenaje pluvial.

⁽²⁷⁾ MORALES UCHOFÉN, Walter. "Infraestructura de Riego", Parte I, Pág. 48

III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES

Los materiales y equipos utilizados para la elaboración del presente Informe de Ingeniería, son los siguientes:

- Equipo topográfico
- Computadora Pentium IV
- Software para diseño de canales
- Software para dibujo
- Libros y apuntes de clases
- Útiles de escritorio

3.2. METODOLOGÍA

El método seguido en el presente informe es del tipo tecnológico aplicado, por que los conocimientos a aplicar son conocidos

3.2.1. Trabajos de Campo

Los trabajos de campo que se realizaron fueron los siguientes:

3.2.2 TOPOGRAFIA.

En la elaboración de la presente Tesis, se ha realizado el levantamiento topográfico, determinando el plano general del distrito, con curvas de nivel, documento de vital importancia para ejecutar la primera etapa del informe, obteniendo los valores de las elevaciones de cada uno de los nudos del planteamiento hidráulico, luego calculamos los diferentes valores de la pendiente aplicando la fórmula matemática siguiente:

$$S (\%) = [(cota\ inicial - cota\ final) / Longitud] * 100$$

Luego todos los datos se presentan en el **CUADRO RESUMEN N° 3** Se realizo la elaboración de los planos en gabinete de los perfiles longitudinales de cada eje de los ductos de conducción y descarga, secciones de los ejes de calle en las escalas recomendadas en la norma.

En la segunda etapa, se ha utilizado los mismos planos topográficos, en el hemos trazado los colectores en el sentido adecuado, obteniendo las dimensiones de cada colector así como se han calculado las áreas de influencia de cada una de las manzanas que conforma nuestra zona de trabajo.

3.2.3.- HIDROLOGIA.

Los estudios hidrológicos correspondientes se ha elaborado de acuerdo al anexo N° 01, considerando la información recogida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – Dirección Regional de San Martín, de la ESTACION PLUVIOMETRICA “PILLUANA”, con referencia al registro de precipitación de medidas de precipitación, las cuales varían de una localidad a otra, constituyendo estas medidas un conjunto de datos numerosos y complejos que es necesario para poder comprenderlos, recurrir al análisis estadístico, por medio del cual, conseguiremos sintetizar y caracterizar este conjunto de datos en unos valores más entendibles y más fácilmente comparables.

3.2.4 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad “n”, es un parámetro que determina el grado de resistencia que ofrecen las paredes y fondo del canal o cuneta al paso del agua.

Mientras más áspera o rugosa sean las paredes y el fondo del canal, más dificultad tendrá el agua para desplazarse, por lo tanto mayor será el valor de “n”

En conclusión, no siempre estará claro y no es un tema sencillo seleccionar el valor definitivo de rugosidad, ni tampoco definir que correcciones se deben introducir al valor inicial tomado, únicamente queda efectuar un mantenimiento normal de manera que se pueda mantener en valor de “n” dentro de los límites razonables.

Los valores del coeficiente de rugosidad (n) propuesto por Horton, para ser utilizados son los que se muestran en el CUADRO N° 01 siguiente:

CUADRO N° 01: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Material	“n”
- Tubos de barro para drenaje	0.014
- Superficie de cemento pulido	0.012
- Tubería de concreto	0.015
- Canales revestidos con concreto	0.014
- Superficie de mampostería con cemento	0.020
- Acueductos semicirculares, metálicos lisos	0.012
- Acueducto semicirculares metálicos corrugados	25
- Tuberías de plástico corrugados ADS	0.012
- Canales de tierra alineados y uniformes	0.025
- Canales en roca, lisos y uniformes	0.033
- Canales en roca con salientes y limosos	0.040
- Canales con lecho pedregoso y bordes de tierra enhebrados	0.035
- Canales con plantilla de tierra y taludes ásperos	0.033

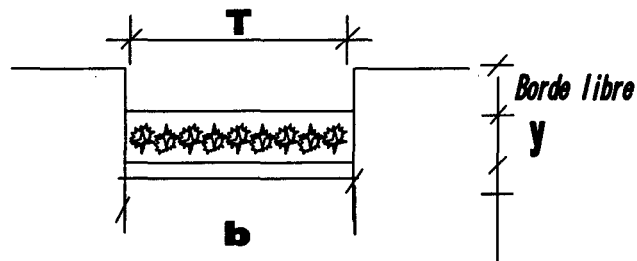
3.2.5 ANCHO DE SOLERA (b)

El ancho de solera, viene a ser la medida de la “base” o “fondo” de la cuneta o canal, también se le denomina “plantilla”. Resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, con el cual se puede manejar con facilidad las formulas para calcular el tirante

El ancho de solera se basa en el caudal, como se muestra a continuación

CUADRO N° 02: ANCHO DE SOLERA

Caudal :Q(m3/seg)	Solera b (m)
Menor de 0.1	0.30
Entre 0.1 y 0.2	0.50
Entre 0.2 y 0.4	0.75
Mayor de 0.4	1.00



- y = Tirante
- b = Ancho de solera
- t = Espejo de Agua
- f = Borde libre

TIRANTE (y)

El tirante es la profundidad del agua en una sección específica siendo el parámetro hidráulico más importante a determinar.

AREA HIDRAULICA (b, y)

Es la superficie ocupada por el líquido en una sección transversal, puede ser circular, triangular o trapezoidal.

BORDE LIBRE

Es la altura (tirante) adicional que se da a la caja del canal o cuneta con el propósito de absorber los niveles de aguas extraordinarias que pueden presentarse por encima del caudal de diseño.

PROFUNDIDAD TOTAL DE CUNETAS

Es la altura desde el nivel de fondo de la cuneta al entretecho de la misma (suma del borde libre y el tirante. Se entiende que no se considera el espesor de losa inferior (piso), ni el espesor de losa superior

REVESTIMIENTO DE CUNETAS

Se considera el revestimiento de las cunetas en todas las estructuras de este tipo, para reducir la rugosidad y asegurar el escurrimiento del caudal en el caso de una pendiente longitudinal muy leve, así mismo las cunetas deberán protegerse en pendientes fuertes cuando su longitud sea mayor de 60 m, mediante uso con disipadores de energía.

PRECIPITACIÓN.

Esta información, considera el registro de medidas de precipitación, las cuales varían de una localidad a otra, constituyendo estas medidas un conjunto de datos numerosos y complejos que es necesario para poder comprenderlos, recurrir al análisis estadístico, por medio del cual, conseguiremos sintetizar y caracterizar este conjunto de datos en unos valores más entendibles y más fácilmente comparables.

En el desarrollo del presente informe, se cuenta con información pluviométrica de la Estación del Distrito de Pilluana, otorgado por el SENAMHI.

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.

Los datos de Precipitación Máxima en 24 horas, han sido facilitados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología de San Martín y se muestran en el cuadro de la siguiente página.

3.2.6. Recopilación de Información.

La información se procedió a obtener como se indica:

- Revisión bibliográfica de la biblioteca de la UNSM-FIC, de terceros y del curso de drenaje vial llevado en el pregrado.
- En las diferentes instituciones como la Municipalidad Provincial de Picota San Martín, área de catastro urbano para la obtención de planos del área del proyecto que sirven de referencia,
- Al servicio Nacional de meteorología e Hidrología (SENAMHI-Dirección Regional de San Martín, obteniendo de esta entidad, datos de precipitaciones máximas en 24 horas, de la estación MAP (estaciones meteorológicas agrícolas principales) "Pilluana para determinar la intensidad de diseño.

Se procedió a procesar la información obtenida efectuando los cálculos correspondientes y traduciendo en los diseños finales que se persigue.

IV RESULTADOS

4.1. Diseño del Sistema de Drenaje

4.1.1. Criterios Generales para el Diseño

La hidráulica nos proporciona los principios básicos para el diseño y utilizaremos algunos de estos principios y algunas consideraciones prácticas.

Se diseñará secciones Rectangulares de concreto armado y revestimiento de concreto que son las más usadas en el diseño del drenaje pluvial de calles.

4.1.2. Diseño Hidráulico de Cunetas y Alcantarillas

Para el diseño hidráulico se ha utilizado como herramienta el programa Hcanales para Windows 95 versión 2.0 que es un Software desarrollado por Máximo Billón Béjar en el Departamento de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

En el pre dimensionamiento de las cunetas se ha hecho uso de los datos que se recomiendan en el Ítem 2.3.17. Correspondiente a soleras de canales, la cual se está asumiendo un valor de solera “b” de las cunetas que serán construidas a los costados de las calles y con sección abierta.

Con el ancho de la solera “b”, el valor de Talud “Z” que para el presente caso el valor “Z” es igual a cero por ser secciones rectangulares, la pendiente “S” en m/m, el coeficiente de rugosidad “n” que será igual a 0.014, tomada del Ítem 2.3.16 y caudal “Q” en m³/s con estos valores el programa Hcanales inicia el proceso iterativo hasta encontrar el valor del tirante “y” en metros, con el tirante “y” encontrado, se obtiene una nueva pendiente “S” de la rasante del fondo de cuneta, resultando un nuevo valor de tirante hasta que la diferencia sea 0.001 para la pendiente, que serán los valores finales.

La velocidad se calcula utilizando la formula de Manning (obtenido del Programa descrito en el párrafo anterior):

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Comprobando que la velocidad obtenida quede dentro el rango de velocidad.

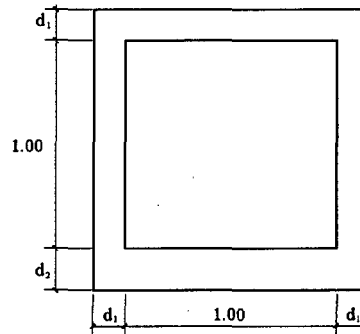
- Velocidad Mínima ($v_{\text{mín}} = 0.30$ m/s, ver Ítem 2.3.21.1) para que no se produzca sedimentaciones

- Velocidad máxima ($v_{\text{máx}} = 6.00 \text{ m/s}$, ver Ítem 2.3.21.2) para evitar la erosión de las paredes y fondo de cuneta.
- Para el borde libre “f” se ha determinado teniendo en cuenta la tabla N° 08 del Ítem 2.3.19 que resultan ser mas conservadores, debido a que los caudales de la escorrentía pluvial son impredecibles en la realidad.

4.1.3. Diseño Estructural de Cunetas y Alcantarillas

Para el diseño estructural se ha generalizado, como dimensiones promedio de 1.00m de ancho y 1.00m de alto (ambas medidas interiores), tal como se muestra en la figura siguiente:

Figura N° 02: Sección Promedio de Cunetas y Alcantarillas.



A. Diseño Estructural de Cuneta.

Ejemplo de Diseño de una Cuneta

Características del suelo, con fines didácticos algunos datos se asumirán, y otros nos basaremos según las tablas N° 02 y N° 03:

- Peso específico del agua $\gamma_a = 1\,000 \text{ kg/m}^3$
- Peso unitario del material seco (Tab. N° 02) $\gamma_s = 2\,000 \text{ kg/m}^3$
- Peso unitario del material bajo agua $\gamma' = 1\,300 \text{ kg/m}^3$

Según Ec. N° 07, Sabemos que:

$\gamma' = \gamma_s - m \gamma_a$ Para nuestro caso tomaremos $m = 0.70$ (para un terreno medianamente compacto, ver Ítem 2.3, A1), luego:

$$\gamma' = 2\,000 - 0.70 (1\,000) = 1\,300 \text{ kg/m}^3$$

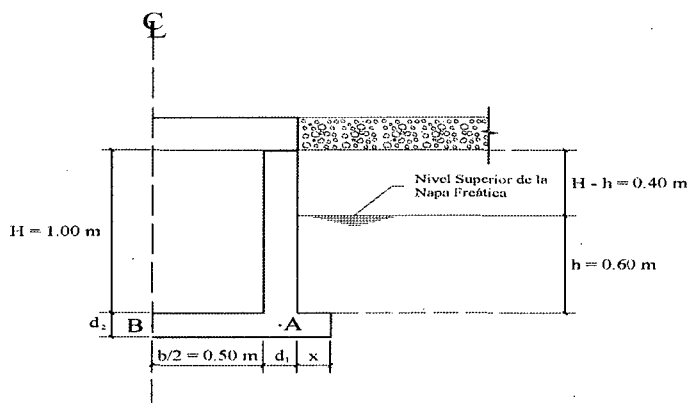
- Angulo de fricción interna (según tabla N° 02) $\phi = 25^\circ$
- Capacidad portante del terreno (seco) $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$
- Capacidad portante del terreno (saturado) $\sigma_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
- Profundidad del nivel freático: Asumimos 0.40m bajo el terreno.

Características del concreto y refuerzo, son tales como se indicó anteriormente:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Figura N° 03: Sección Transversal de la Cuneta (del ejemplo)



Coefficiente de Empuje Activo (K_a), Ec. N° 02

$$K_a = \text{Tg}^2(45^\circ - \phi/2) = \text{Tg}^2(45^\circ - 25^\circ/2)$$

$$K_a = 0.40586$$

a.1. Caso I: Cuando la cuneta esta sin agua y el nivel freático alto.

Según el Ítem 2.3.9, A1 y según la figura anterior, tenemos:

$$H = 1.00 \text{ m}, h = 0.60 \text{ m}, b = 1.00 \text{ m}$$

Luego:

$$P_{S1} = K_a (q_s + q_p) = 0.40586 (400 + 1\,000)$$

$$P_{S1} = 568.20 \text{ kg/m}^2$$

$$h_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} = \frac{(400 + 1000)}{2000}$$

$$h_{s/c} = 0.70 \text{ m}$$

$$P_{S2} = K_a \gamma_s [H - h + h_{s/c}] = 0.40586 (1.00 - 0.60 + 0.70)$$

$$P_{S2} = 892.89 \text{ kg/m}^2$$

$$h_e = \frac{(s/c_{total})}{\gamma_s} = \frac{\gamma_s (H - h) + h_{s/c}}{\gamma_s} = \frac{2000(1.00 - 0.60) + 0.70}{2000}$$

$$h_e = 0.40 \text{ m.}$$

$$\gamma' = 1300 \text{ kg/m}^3 \text{ (calculado anteriormente en el Ítem 4.3.3,A)}$$

$$P_{S3} = K_a \gamma' (h_e + h) = 0.40586 * 1\,300 (0.40 + 0.60)$$

$$P_{S3} = 527.80 \text{ kg/m}^2$$

Presión del Agua” P_{S4} “(kg/m²)

$$P_{S4} = \gamma_a h = 1\,000 * 0.60$$

$$P_{S4} = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S1} + P_{S2}) (H + h) = \frac{1}{2} (568.20 + 892.89) (1.00 - 0.60)$$

$$E_1 = 292.22 \text{ kg/m}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} (P_{S2} + P_{S3}) h = \frac{1}{2} (892.89 + 527.80) * 0.60$$

$$E_2 = 426.21 \text{ kg/m}$$

Empuje del Agua “ E_3 ” (kg/m)

$$E_3 = \frac{1}{2} P_{S4} h = \frac{1}{2} * 600 * 0.60$$

$$E_3 = 180.00 \text{ kg/m}$$

$$Y_1 = \frac{(2P_{S1} + P_{S2}) (H - h)}{3(P_{S1} + P_{S2})} + h$$

$$Y_1 = \frac{(2 * 568.20 + 892.89) (1.00 - 0.60)}{3(568.20 + 892.89)} + 0.60$$

$$Y_1 = 0.785 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{(2P_{S2} + P_{S3}) h}{3(P_{S2} + P_{S3})} = \frac{(2 * 892.89 + 527.80) * 0.60}{3(568.20 + 892.89)}$$

$$Y_2 = 0.326 \text{ m}$$

$$Y_3 = \frac{H}{3} = \frac{0.60}{3}$$

$$Y_3 = 0.20 \text{ m}$$

El Momento en el Punto “A”

$$M_A = E_1 Y_1 + E_2 Y_2 + E_3 Y_3 = 292.22 * 0.785 + 426.21 * 0.326 + 180.00 * 0.20$$

$$M_A = 404.26 \text{ kg-m}$$

$$M_B = M_A - \frac{1}{8} q (b + d_1)^2$$

$$q = \gamma_a (h + d_2)$$

Calculamos d_1 y d_2

$$d = H/15 = 0.07 \text{ m}$$

$$\text{Como: } d_{\min} = 0.15 \text{ m}$$

Tomamos $d_1 = 0.15$ m. y por razones constructivas $d_2 = 0.20$ m.

Luego:

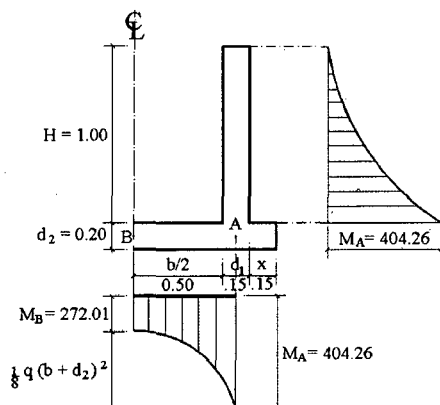
$$q = 1\,000 (0.60 + 0.20)$$

$$q = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = 404.26 - \frac{1}{8} * 800 (1.00 + 0.15)^2$$

$$M_B = 272.01 \text{ kg-m}$$

Figura N° 04: Diagrama de Momentos en la Cuneta para el Ejemplo-Caso I



Seguridad contra la Sub-presión

Tomamos como ancho inicial de la oreja: $x = 0.15$ m

Peso de la Estructura:

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c = (1.00 + 2*0.15 + 2*0.15)*0.20*2400$$

$$P_1 = 768.00 \text{ kg}$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c = 0.15*1.00*2400$$

$$P_2 = 360.00 \text{ kg}$$

$$P_3 = \gamma_s H x = 2\,000*1.00*0.15$$

$$P_3 = 300.00 \text{ kg}$$

La sub-presión (Q):

$$Q = q(b + 2d_1 + 2x) = 800 (1.00 + 2*0.15 + 2*0.15)$$

$$Q = 1\,280.00 \text{ kg/m}$$

Factor de seguridad "F":

$$F = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{Q} = \frac{768.00 + 2*360.00 + 2300.00}{1280.00}$$

$$F = 1.63 > 1.10 \text{ (ok)}$$

Presión de la estructura sobre el terreno.

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 - Q}{(b + 2d_1 + 2x) 10000} = \frac{768_1 + 2*360 + 2*300 - 1280}{(1.00 + 2*0.15 + 2*0.15) 10000}$$

$$\sigma_T = 0.051 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de seguridad:

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} = \frac{0.50}{0.051}$$

$$F = 9.90 > 2.00 \text{ (ok)}$$

a.2. Caso II: Cuando la Cuneta esta con Agua y Terreno Seco

Según el Ítem 2.3.9,A2

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s} = \frac{400}{2000}$$

$$h' = 0.20 \text{ m}$$

$$E_5 = \frac{1}{2} K_a \gamma_s (H + 2h') H = \frac{1}{2} * 0.40586 * 2000 (1.00 + 2*0.20) * 1.00$$

$$E_5 = 568.20 \text{ kg/m}$$

$$Y_5 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')} = \frac{(1.00)^2 + 3*1.00*0.20}{3(1.00 + 2*0.20)}$$

$$Y_5 = 0.38 \text{ m}$$

Empuje del Agua "E₄"(kg/m)

$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 = \frac{1}{2} * 1000 * (1.00)^2$$

$$E_4 = 500.00 \text{ kg/m}$$

El Momento en el Punto "A" para el Caso II:

$$M_A = \frac{1}{3} H E_4 - E_5 Y_5 = \frac{1}{3} * 1.00 * 500.00 - 568.20 * 0.38$$

$$M_A = -49.79 \text{ kg-m}$$

El momento en el punto "B":

$$q = \gamma_a H = 1000 * 1.00$$

$$q = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = -M_A + \frac{1}{8} q b^2 = -(-49.79) + \frac{1}{8} 1000 * (1.00)^2$$

$$M_B = 174.79 \text{ kg-m}$$

Esfuerzo Cortante Nominal que Toma el Concreto (τ_c).

Según la Ec. 46:

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$\tau_u = 1.55 \text{ kg/cm}^2 < \tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ok)}$$

Resumen del Cálculo:

Paredes:

Cara Exterior, Vertical: $A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.37 \text{ m}$

Horizontal: $A_{s\phi} = 3.75 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.19 \text{ m}$

Cara Interior, Vertical: $A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.45 \text{ m}$

Horizontal $A_{s\phi} = 3.75 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.19 \text{ m}$

Piso:

Cara Inferior, Perp. Eje: $A_s = 2.02 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m}$

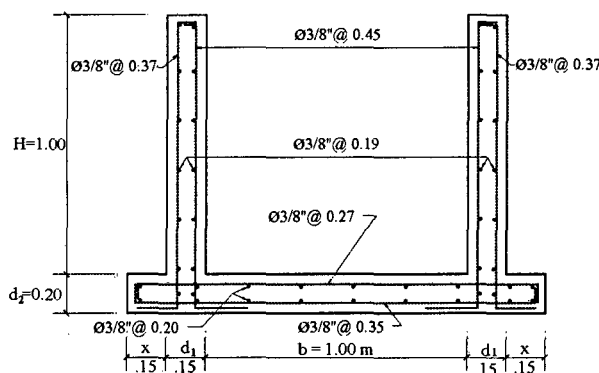
Perp. Eje: $A_{s\phi} = 3.60 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$

Cara Superior, Perp. Eje: $A_s = 2.62 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.27 \text{ m}$

Perp. Eje: $A_{s\phi} = 3.60 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$

A continuación se muestra el gráfico de la disposición del refuerzo en la cuneta:

Figura N° 06: Disposición del Refuerzo en la Cuneta.



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Recubrimientos:

Paredes: $r = 4.0 \text{ cm}$

Losa: Cara Inferio $r = 7.5 \text{ cm}$

Cara Superior $r = 4.0 \text{ cm}$

- Capacidad Portante (σ_i):

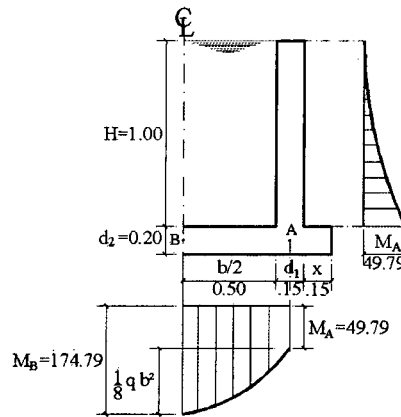
Suelo seco $\sigma_i = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Saturado $\sigma_i = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

B. Diseño Estructural de Alcantarillas

Se considerará como estructura vacía, los espesores a considerar son los mismos que para las cunetas. Teniendo en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Figura N° 05: Diagrama de Momentos en la Cuneta para el Caso II



Presión de la estructura sobre el terreno (σ_T)

Con las Ec. 19, 20 y 21; obtenidas del Ítem 2.3.9, A1, tenemos:

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c = (1.00 + 2 \cdot 0.15 + 2 \cdot 0.15) \cdot 0.20 \cdot$$

$$2400$$

$$P_1 = 768.00 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c = 0.15 \cdot 1.00 \cdot 2400$$

$$P_2 = 360.00 \text{ kg/m}$$

$$P_3 = \gamma_s H x = 2000 \cdot 1.00 \cdot 0.15$$

$$P_3 = 300.00 \text{ kg/m}$$

$$Q = \gamma_a H b = 1000 \cdot 1.00 \cdot 1.00$$

Entonces:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(b + 2d_1 + 2x) 10000} \quad \sigma_T = \frac{768 + 2 \cdot 360 + 2 \cdot 300 + 1000}{(1.00 + 2 \cdot 0.15 + 2 \cdot 0.15) 10000}$$

$$\sigma_T = 0.193 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, el Factor de seguridad "F" (para esto tomamos $\sigma_t = 1.00$, cuando el suelo esta seco):

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} = \frac{1.0}{0.193}$$

$$F = 5.18$$

Luego:

$$F = 5.18 \geq 2.00 \quad (\text{ok})$$

Calculo del Refuerzo en las Paredes

Según las figuras N° 04 y N° 05 de diagrama de momentos en el punto "A", para los caso I y II; se produce en las paredes, razón por la cual se calculará

el refuerzo en la cara exterior con el momento mayor de uno de los dos casos, y para en refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo ($A_{s_{min}}$) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

$$\text{Momentos en la Cara Exterior} \begin{cases} M_A = 404.26 \text{ kg-m} & (\text{caso I}) \\ M_A = 49.25 \text{ kg-m} & (\text{caso II}) \end{cases}$$

Haciendo uso de las ecuaciones 41 y 42:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Luego el momento último es.

$$Mu = 1.8 M$$

$$Mu = 1.8 (404.26) = 727.67 \text{ kg-m}$$

$$Mu = 727.67 \text{ kg-m}$$

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 15 \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) = 10.4 \text{ (asumiendo un refuerzo de } \phi 1/2'' \text{ de 1.27cm de diámetro)}$$

$$a = 7.5 \text{ cm (estimando para un primer tanteo)}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{727.67 * 100}{0.90 * 4200 \left(10.4 - \frac{7.5}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.89 * 4200}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.68 \text{ cm}$$

Segundo Tanteo, con $a = 0.445 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{727 * 100}{0.90 * 4200 \left(10.4 - \frac{0.445}{2} \right)} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.89 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.445 \text{ cm (ok) donde "a" es aceptado.}$$

Refuerzo en los Muros:

$$A_{s_{\min}} = 0.0015 b d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.00115 * 100 * 10.4 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 1.56 < A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.37 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Interior.

$$A_{s_{\min}} = 0.0015 b d = 0.0015 * 100 * 10.4$$

$$A_{s_{\min}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.45 \text{ m}$$

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura (A_{s_c})

Este refuerzo se colocará horizontalmente.

$$A_{s_c} = 0.0025 b d_T$$

$$A_{s_c} = 0.0015 * 100 * 15 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_{s_c} = 1.56 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.45 \text{ m}$$

Refuerzo en la Losa de la Cuneta. Adoptaremos:

$$r = 4 \text{ cm (cara superior)}$$

$$r = 7.5 \text{ cm (cara inferior)}$$

Como se puede observar en las figuras 04 y 05 de los caso I y II, respectivamente; no presenta flexión en la cara superior, por lo que se tomará el refuerzo mínimo, mientras que para la cara inferior tomaremos para el diseño el momento mayor producido en esta cara. Adoptaremos el diámetro de la barra de $\phi 1/2''$, o sea 1.27 cm.

Refuerzo en la Cara Inferior:

$$\text{Caso I: } M_A = 404.26 \text{ kg-m}$$

$$M_B = 272.01 \text{ kg-m}$$

$$\text{Caso II: } M_A = 49.25 \text{ kg-m}$$

$$M_B = 174.79 \text{ kg-m}$$

Tomando el mayor momento:

$$M_u = 1.8 * M = 1.8 * 404.26$$

$$M_u = 727.67 \text{ kg-m}$$

$$d = 20 - (7.5 + 1.27/2) = 11.9 \text{ cm}$$

Luego, para: $a = 0.387 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{727.67 * 100}{0.90 * 4200 \left(11.9 - \frac{0.387}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo para el piso ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 11.9$$

$$A_{s_{\min}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 2.02 > A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m}$$

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura (A_{s_c})

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior.

$$A_{s_c} = 0.0018 b d_T$$

$$A_{s_c} = 0.0015 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_{s_c} = 3.60 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Superior ($A_{s_{\min}}$):

$$d = 20 - (4 + 1.27/2) = 15.4 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{s_{\min}} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.62 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.27 \text{ m}$$

Cálculo de la Fuerza Cortante (V)

La fuerza cortante (V) en el caso I y en el punto "A" de la pared es el total de las fuerzas horizontales que actúan sobre la pared:

$$V = E_1 + E_2 + E_3 = 292.22 + 426.21 + 180.00$$

$$V = 898.43 \text{ kg/m}$$

Fuerza Cortante Última (V_u):

$$V_u = 1.8 V = 1.8 * 898.43$$

$$V_u = 1617.17 \text{ kg/m}$$

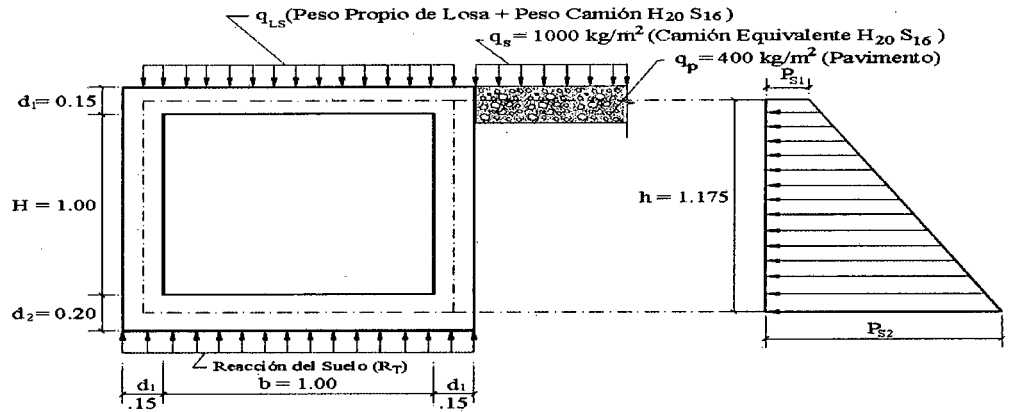
Esfuerzo Cortante Nominal a la Rotura (τ_u).

Según la Ec. 45:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1617.17}{100 * 10.4}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

Figura N° 07: Sistema de Cargas en la Alcantarilla.



b1. Cargas Sobre la Losa Superior

Peso Propio (q_1):

$$q_1 = d_1 b \gamma_c$$

$$q_1 = 0.15 * 1.00 * 2\ 400 \text{ (el espesor de la losa superior es } d_1=0.15 \text{ m)}$$

$$q_1 = 360 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (q_v)

Se considerará como máximo, la carga correspondiente a un camión H₂₀ S₁₆, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $P_L = 8\ 000$ kg, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b + d_1) * 1.00}$$

$$q_v = \frac{8\ 000}{(1.00 + 0.15) * 1.00}$$

$$q_v = 6\ 956.52 \text{ kg/m}^2$$

Carga Total (q_{LS})

$$q_{LS} = q_1 + q_v$$

$$q_{LS} = 360 + 6\ 956.52$$

$$q_{LS} = 7\ 316.52 \text{ kg/m}^2$$

b2. Peso de la Estructura (P_E):

$$P_E = \gamma_c (2 d_1 H + d_2 b + d_1 b) + P_L$$

$$P_E = 2\ 400 (2*0.15*1.00 + 0.20*1.00 + 0.15*1.00) + 8000$$

$$P_E = 9\ 560 \text{ kg}$$

b3. Reacción del Terreno (R_T):

$$R_T = \frac{P_E}{(2 d_1 + b) * 1.00}$$

$$R_T = \frac{9560}{(2 \cdot 0.15 + 1.00) \cdot 1.00} \quad R_T = 7\,353.85 \text{ kg/m}^2$$

b4. Cargas Sobre las Paredes Laterales

Según la figura anterior (figura N° 07), se muestran las cargas actuantes en las paredes. Hacemos uso de algunas ecuaciones determinadas anteriormente, como las Ecs. 02, 03 y 04 respectivamente:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$P_{S1} = K_a \gamma_s h_{s/c}$$

$$h_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s}$$

y una nueva ecuación:

$$P_{S2} = K_a \gamma_s [h + h_{s/c}]$$

Sabemos que K_a , $h_{s/c}$, y P_{S1} (calculados anteriormente, en el ejemplo de diseño de cuneta); teniendo los siguientes valores:

$$K_a = 0.40586$$

$$h_{s/c} = 0.70 \text{ m}$$

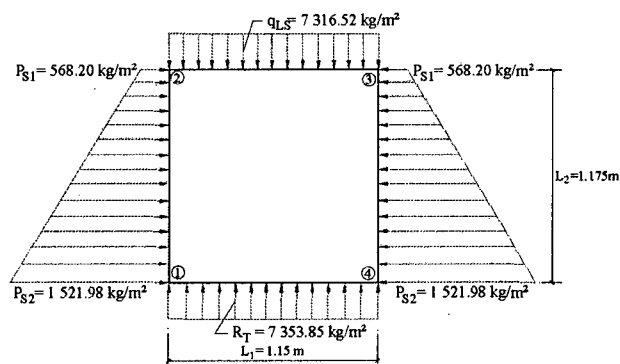
$$P_{S1} = 568.20 \text{ Kg/m}^2$$

Luego.

$$P_{S2} = 0.40586 \cdot 2\,000 (1.175 + 0.70)$$

$$P_{S2} = 1\,521.98 \text{ Kg/m}^2$$

Figura N° 08: Diagrama de Esfuerzos en el Marco Rígido (Alcantarilla)



b5. Momentos de Empotramiento (M°_{ij})

Losa Superior (M°_{23})

Los valores de "W" y "L" son tomados de la figura anterior.

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} = \frac{7316.52 (1.15)^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = 806.34 \text{ kg-m}$$

Losa Inferior (M°_{14})

$$M^{\circ}_{14} = -R_T L^2_1 = -M^{\circ}_{41} = \frac{7353.85 (1.15)^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -810.46 \text{ kg-m}$$

Paredes Laterales (M°_{12})

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 P_{S1} + 2 P_{S2}) \frac{L^2_2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 * 598.20 + 2 * 1521.98) \frac{1.175^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -109.27 \text{ kg-m}$$

$$M^{\circ}_{12} - M^{\circ}_{43} = (2 P_{S1} + 3 P_{S2}) \frac{L^2_2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} - M^{\circ}_{43} = (2 * 598.20 + 3 * 1521.98) \frac{1.175^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} - M^{\circ}_{43} = 131.21 \text{ kg-m}$$

b6. Aplicación del Método de Hardy Cross al Marco Rígido:

Inercias (I_{ij}):

$$I_{12} = I_{34} = I_{23} = 1.00 * (d_1)^3/12$$

$$I_{12} = I_{34} = I_{23} = 1.00 * (0.15)^3/12$$

$$I_{12} = I_{34} = I_{23} = 0.2813 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{14} = 1.00 * (d_2)^3/12 = 1.00 * (0.20)^3/12$$

$$I_{14} = 0.6667 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

Rigideces (K_{ij}):

$$K_{12} = K_{34} = I_{12}/L_2$$

$$K_{12} = 0.2813 * 10^{-3}/1.175$$

$$K_{12} = K_{34} = 0.6667 * 10^{-4}$$

$$K_{23} = I_{23}/L_1$$

$$K_{23} = 0.2813 * 10^{-3}/1.15$$

$$K_{23} = 2.4461 * 10^{-4}$$

$$K_{14} = I_{14}/L_1$$

$$K_{14} = 0.2813 * 10^{-3}/1.15$$

$$K_{14} = 2.4461 * 10^{-4}$$

Factores de Distribución (ρ_{ij}):

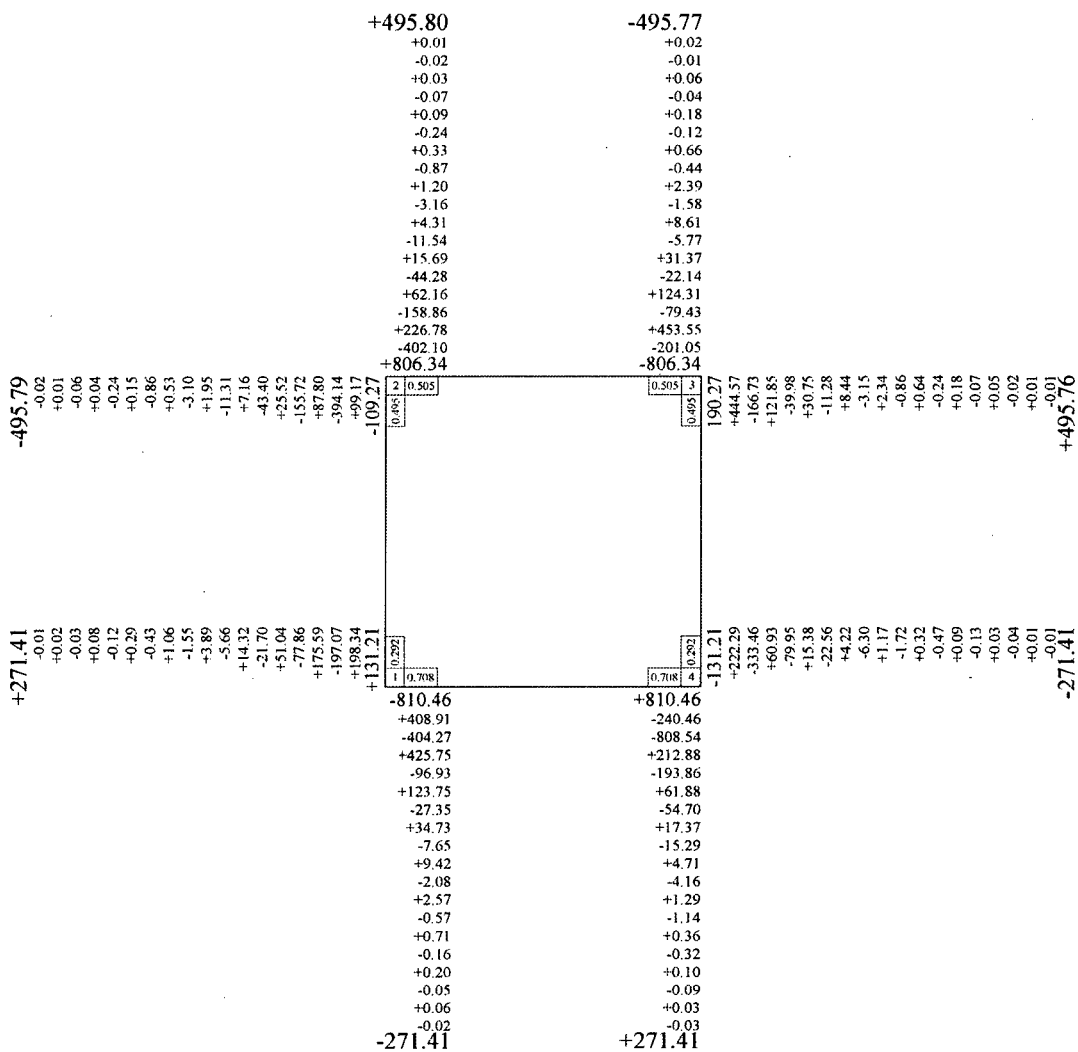
Nudo 1	K_{ij}	$\rho_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
2 - 1	$2.3940 \cdot 10^{-4}$	0.292
1 - 4	$5.7974 \cdot 10^{-4}$	0.708
Σ	$0.81914 \cdot 10^{-4}$	1.000

Nudo 2	K_{ij}	$\rho_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
2 - 1	$2.3940 \cdot 10^{-4}$	0.495
2 - 3	$2.4461 \cdot 10^{-4}$	0.505
Σ	$0.48401 \cdot 10^{-4}$	1.000

Nudo 3	K_{ij}	$\rho_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
3 - 2	$2.4461 \cdot 10^{-4}$	0.505
3 - 4	$2.3940 \cdot 10^{-4}$	0.495
Σ	$0.48401 \cdot 10^{-4}$	1.000

Nudo 4	K_{ij}	$\rho_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
4 - 3	$2.3940 \cdot 10^{-4}$	0.292
4 - 1	$5.7974 \cdot 10^{-4}$	0.708
Σ	$0.81914 \cdot 10^{-4}$	1.000

Figura N° 09: Análisis Estructural del Marco Rígido por el Método de Hardy Cross



b7. Cálculo del Esfuerzo Cortante (V_{ij})

Para tener estos Valores se aplica la siguiente fórmula:

$$V_{ij} = V_{ix} \pm (M_i - M_j)/L$$

Donde:

V_{ix} = El esfuerzo cortante en la viga considerada isostáticamente del extremo "i"

$M_i M_j$ = son los momentos en los extremos "i" y "j".

L = Claro de la viga.

$$V_{23} = (q_{LS} * L)/2 + (M_2 - M_3)/L$$

$$V_{23} = (7\,316.52 * 1.15)/2 + (495.80 - 495.77)/1.5$$

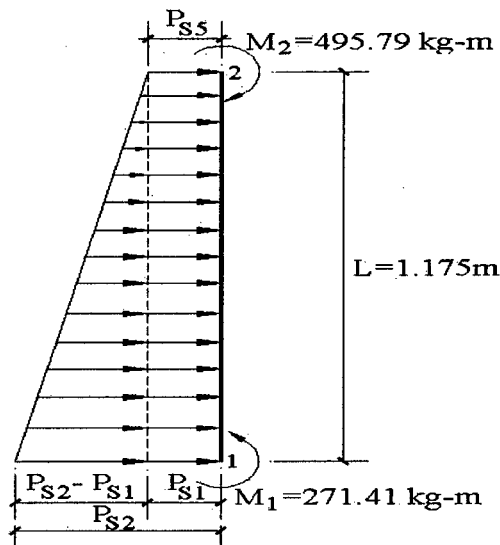
$$V_{23} = 4\,207 \text{ kg}$$

$$V_{32} = (7\,316.52 * 1.15)/2 + (495.77 - 495.80)/1.5$$

$$V_{32} = 4\,207 \text{ kg}$$

$$V_{12} = (P_{S1} * L)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L]/3 + (M_2 - M_3)/L$$

Figura N° 10: Esfuerzos en el Tramo 1-2 del Marco Rígido.



$$V_{12} = (568.20 * 1.175)/2 + [(1\,521.98 - 568.20) * 1.175]/3 + (271.41 - 495.79)/1.175$$

$$V_{12} = 516.42 \text{ kg}$$

$$V_{21} = (568.20 * 1.175)/2 + [(1\,521.98 - 568.20) * 1.175]/6 + (495.79 - 271.41)/1.175$$

$$V_{21} = 745 \text{ kg}$$

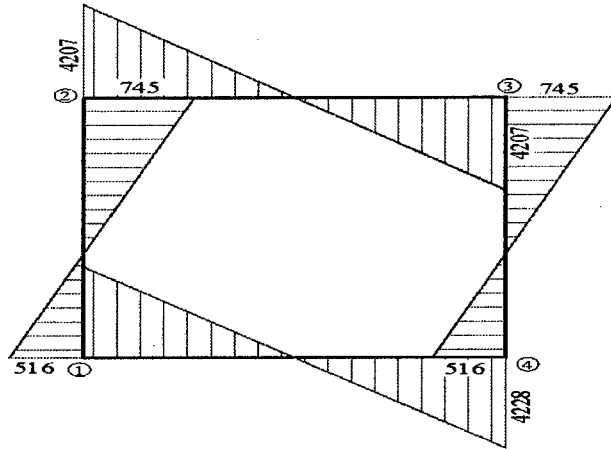
De igual manera:

$$V_{14} = 4\,228 \text{ kg}$$

$$V_{41} = 4\,228 \text{ kg}$$

$$V_{34} = 745 \text{ kg}$$

Figura N° 11: Diagrama de Esfuerzos Cortantes del Marco Rígido.

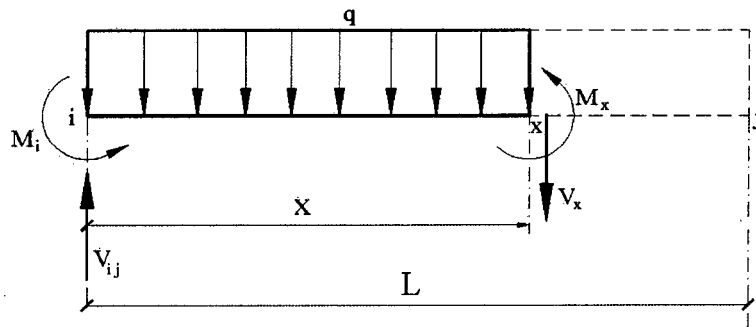


b8. Momentos Máximos Positivos ($M_{m\acute{a}x}$)

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

Figura N° 12: Esfuerzos en la Losa del Marco Rígido a una Distancia “x”.



Tenemos:

$$M_x = V_{ij} * x - q * x^2/2 - M_i \dots\dots\dots (65)$$

$$V_x = V_{ij} - q * x \dots\dots\dots (66)$$

Para que el momento sea máximo el cortante debe ser cero; por consiguiente:

$$V_{ij} - q * x = 0 \dots\dots\dots (67)$$

$$x = V_{ij}/q \text{ (ubicación del momento máximo respecto del extremo "i")}$$

Sustituyendo la expresión de “x” en la ecuación (65) tenemos:

$$M_{m\acute{a}x} = + (V_{ij})^2/(2*q) - M_i \dots\dots\dots (68)$$

Losa Superior:

$$M_{m\acute{a}x} = + (4\ 207)^2/(2*7316.52) - 495.80$$

$$M_{m\acute{a}x} = + 713.71 \text{ kg-m}$$

Losa Superior:

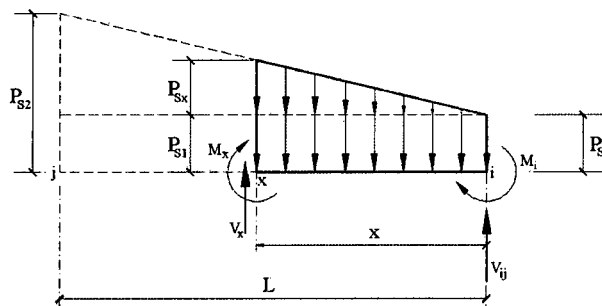
$$M_{\text{máx}} = - (4228)^2 / (2 * 7353.85) + 271.44$$

$$M_{\text{máx}} = - 943.98 \text{ kg-m}$$

En las Paredes:

Según la figura siguiente:

Figura N° 13: Esfuerzos en las Paredes del Marco Rígido a una Distancia "x".



Tenemos:

$$M_x = V_{ij} x - \frac{P_{S1} x^2}{2} - \frac{P_{Sx} x}{2} \cdot \frac{x}{3} - M_i \dots\dots\dots (69)$$

De la figura anterior, por semejanza de triángulos; tenemos:

$$P_{Sx} = \frac{(P_{S2} - P_{S1}) x}{L}, \text{ sustituyendo en la Ec. (69)}$$

Obtenemos la ecuación para una distancia "x":

$$M_x = V_{ij} x - \frac{P_{S1} x^2}{2} - \frac{(P_{S2} - P_{S1}) x^3}{6 L} - M_i \dots\dots\dots (70)$$

El momento máximo se obtiene cuando el cortante es cero⁽³²⁾.

Para esto derivamos el momento máximo con respecto a "x", la expresión anterior e igualamos a cero para determinar la ubicación del momento máximo; según lo siguiente:

$$\frac{dM_x}{dx} = V_{ij} x - \frac{P_{S1} x^2}{2} - \frac{(P_{S2} - P_{S1}) x^3}{6 L} - M_i = 0 \dots\dots\dots (71)$$

Despejando tenemos:

$$x = \frac{P_{S1} \pm \sqrt{P_{S1}^2 - \frac{2(P_{S2} - P_{S1})}{L} V_{ij}}}{\frac{(P_{S2} - P_{S1})}{L}} \dots\dots\dots (72)$$

Luego, sabemos que:

$$P_{S1} = 568.20 \text{ kg}$$

⁽³²⁾ VILLASEÑOR CONTRERAS, Jesús, "Proyectos de obras Hidráulicas", Pág. 210

$$P_{S2} = 1\,521.98 \text{ kg}$$

$$V_{ij} = V_{21} = 745 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 495.79 \text{ kg-m}$$

$$L = 1.175 \text{ m}$$

Sustituyendo en la Ec. 72:

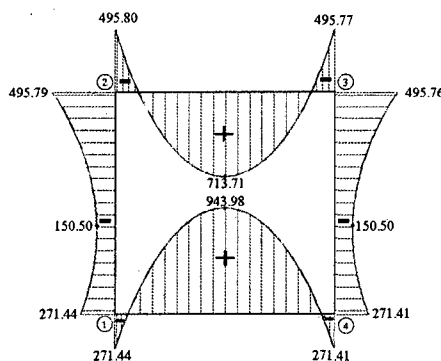
$$x = \frac{568.20 \pm \sqrt{(1521.98)^2 - \frac{2(1521.98 - 568.20)}{1.175} - 745}}{(1521.98 - 568.20) / 1.175}$$

$x = 0.825 \text{ m} \rightarrow$ reemplazando en la Ec. (70):

$$M_{m\acute{a}x} = 745 * 0.825 - \frac{(568.20)(0.825)^2}{2} - \frac{(1521.98 - 568.20)(0.825)^3}{6 * 1.175} - 495.79$$

$$M_{m\acute{a}x} = -150.50 \text{ kg-m}$$

Figura N° 14: Diagrama de Momentos del Marco Rígido.



b9. Cálculo del Refuerzo del Marco Rígido.

Se calculará según las ecuaciones 41 y 42, mencionados en el Ítem 2.3.9-A3.2. el refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y los recubrimientos de $r = 4 \text{ cm}$ a excepción de la losa inferior de $r = 7.5 \text{ cm}$ (que está en contacto con el suelo).

Refuerzo en la Losa Superior.

Verificación por Esfuerzo Cortante:

Asumiendo refuerzo de $\phi 1/2''$ (1.25 cm)

$$d = 15 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 10.4 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.8V = 1.8 (4207 \text{ kg})$$

$$V_u = 7572.6 \text{ kg}$$

Según la Ec. 45(ver Ítem 2.3.9-A3.3):

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{7572.6}{100 * 10.4}$$

$$\tau_u = 7.28 \text{ kg/cm}^2$$

Según la Ec. 46:

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$\tau_u = 7.28 \text{ kg/cm}^2 > \tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \left\langle \begin{array}{l} \text{Aumentar el} \\ \text{peralte "d"} \end{array} \right.$$

Hacemos: $\tau_u = \tau_c$

Tenemos:

$$\frac{Vu}{b d} = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \frac{7572.6}{100 d} = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow d = \frac{7572.6}{100 * 6.16}$$

$$d = 11.81 \text{ cm}$$

Luego,

El espesor (e):

$$e = d + r + 1.27/2$$

$$e = 11.81 + 4 + 1.27/2$$

$$e = 16.45 \approx 20 \text{ cm}$$

Entonces el nuevo espesor de la losa superior será: **e = 20 cm**

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$M_u = 1.8 M = 1.8 * 495.80$$

$$M_u = 892.44 \text{ kg-m}$$

Asumimos refuerzo de $\phi 1/2''$ (1.25 cm).

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.4 \text{ cm}$$

Para: a = 0.365 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{727.67 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.4 - \frac{0.387}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 11.9$$

$$A_{s_{\min}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 2.02 > A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de la Losa)

$$d = 15.4 \text{ cm}$$

$$M_u = 1.8 M = 1.8 * 713.71$$

$$M_u = 1284.68 \text{ kg-m}$$

$$\text{Para: } a = 0.528 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1284.68 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.4 - \frac{0.528}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{s_{\min}} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 2.62 > A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.62 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \phi 3/8'' @ 0.27 \text{ m}$$

Refuerzo en la Losa Inferior

Verificación por Esfuerzo Cortante:

Asumiendo refuerzo de $\phi 1/2''$ (1.25 cm)

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.3 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.8V = 1.8 (4228 \text{ kg})$$

$$V_u = 7610.40 \text{ kg}$$

Según la Ec. 45:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{7610.40}{100 * 15.30}$$

$$\tau_u = 4.97 \text{ kg/cm}^2$$

Según la Ec. 46:

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$\tau_u = 4.97 \text{ kg/cm}^2 < \tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow (\text{ok})$$

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$d = 20 - (7.5 + 1.27/2)$$

$$d = 11.9 \text{ cm}$$

$$M_u = 1.8 M = 1.8 * 271.41$$

$$M_u = 488.54 \text{ kg-m}$$

Para: $a = 0.258 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{488.54 * 100}{0.90 * 4200 \left(11.9 - \frac{0.258}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.10 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 11.90$$

$$A_{s_{\min}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 2.02 \text{ cm}^2 > A_s = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Interior (centro de la losa)

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.4 \text{ cm}$$

$$M_u = 1.8 M = 1.8 * 943.98$$

$$M_u = 1699.16 \text{ kg-m}$$

Para: $a = 0.703 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{1699.16 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.4 - \frac{0.703}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.99 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 b d = 0.0017 * 100 * 15.9$$

$$A_{s_{\min}} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 2.62 \text{ cm}^2 < A_s = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.99 \text{ cm}^2 \diamond \phi 3/8'' @ 0.24 \text{ m}$$

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura en las Losas superior e Inferior ($A_{s\phi}$).

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior, Según la Ec. 38(ver Ítem 2.3.9-A3.1):

$$A_{s\phi} = 0.0018 b d_T$$

$$A_{s\phi} = 0.0015 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_{s\phi} = 3.60 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo en las paredes

Verificación por Esfuerzo Cortante

$$d = 15 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 10.4 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.8V = 1.8 (745 \text{ kg})$$

$$V_u = 1341.00 \text{ kg}$$

Según la Ec. 45:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1341}{100 * 10.4}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ kg/cm}^2$$

Según la Ec. 46:

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$\tau_u = 1.29 \text{ kg/cm}^2 < \tau_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow (\text{ok})$$

Refuerzo en el Centro de las Paredes

$$d = 15 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 10.4 \text{ cm}$$

$$M_u = 1.8 M = 1.8 * 150.50$$

$$M_u = 270.90 \text{ kg-m}$$

Para: $a = 0.163 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{270.90 * 100}{0.90 * 4200 \left(10.4 - \frac{0.163}{2} \right)}$$

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0015 b d = 0.0017 * 100 * 10.4$$

$$A_{s_{\min}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como: } A_{s_{\min}} = 1.56 \text{ cm}^2 > A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \phi 3/8'' @ 0.45 \text{ m}$$

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura (A_{s_r})

Según la Ec. (37):

$$A_{s_r} = 0.0025 b d_T$$

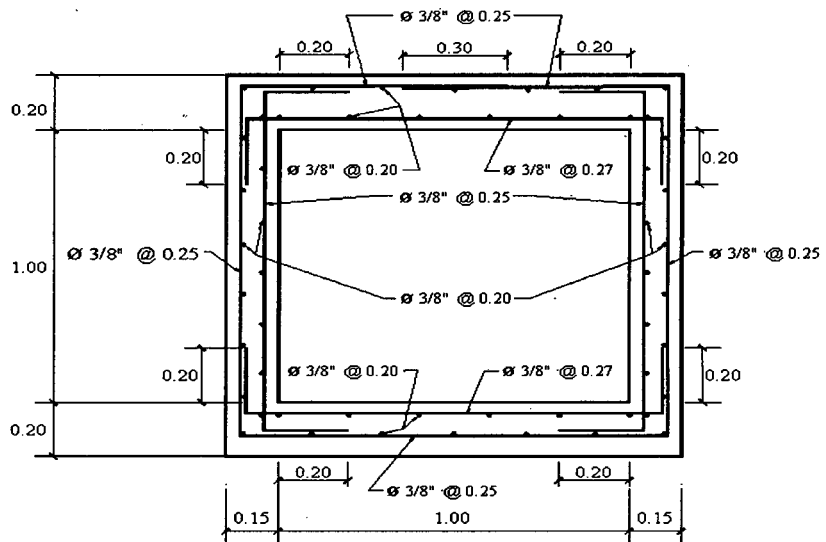
$$A_{s_r} = 0.0025 * 100 * 15 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Usar: } A_{s_r} = 3.75 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \phi 3/8'' @ 0.19 \text{ m}$$

Luego uniformizamos el refuerzo en las caras exteriores de los elementos a un espaciamiento de 0.25 m.

Quedando: $A_s = \phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ (caras exteriores de los elementos)

Figura N° 15: Disposición del Refuerzo en el Marco Rígido (Alcantarilla)



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Recubrimientos:

Paredes y losa Superior $r = 4.0 \text{ cm}$

Losas Inferior: Cara Inferior $r = 7.5 \text{ cm}$

Cara Superior $r = 4.0 \text{ cm}$

- Capacidad Portante (σ_t):

Suelo seco $\sigma_t = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Saturado $\sigma_t = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

4.1.4 ANCHO DE SOLERA (b)

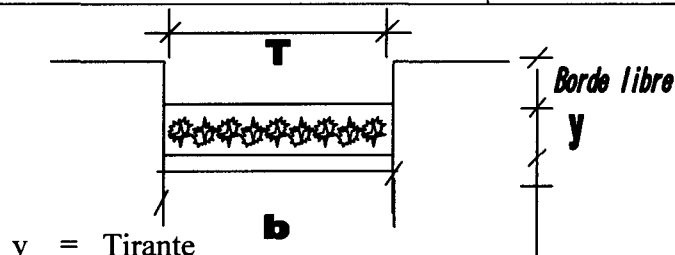
El ancho de solera, viene a ser la medida de la “base” o “fondo” de la cuneta o canal, también se le denomina “plantilla”. Resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, con el cual se puede manejar con facilidad las formulas para calcular el tirante.

El ancho de solera se basa en el caudal, como se muestra a continuación

CUADRO N° 02:

ANCHO DE SOLERA

Caudal :Q(m3/seg)	Solera b (m)
Menor de 0.1	0.30
Entre 0.1 y 0.2	0.50
Entre 0.2 y 0.4	0.75
Mayor de 0.4	1.00



- y = Tirante
- b = Ancho de solera
- t = Espejo de Agua
- f = Borde libre

4.1.5 TIRANTE (y)

El tirante es la profundidad del agua en una sección específica siendo el parámetro hidráulico más importante a determinar.

4.1.6 AREA HIDRAULICA (b, y)

Es la superficie ocupada por el líquido en una sección transversal, puede ser circular, triangular o trapezoidal.

4.1.7 BORDE LIBRE

Es la altura (tirante) adicional que se da a la caja del canal o cuneta con el propósito de absorber los niveles de aguas extraordinarias que pueden presentarse por encima del caudal de diseño.

4.1.8 PROFUNDIDAD TOTAL DE CUNETAS

Es la altura desde el nivel de fondo de la cuneta al entretecho de la misma (suma del borde libre y el tirante. Se entiende que no se considera el espesor de losa inferior (piso), ni el espesor de losa superior

4.1.9 REVESTIMIENTO DE CUNETAS

Se considera el revestimiento de las cunetas en todas las estructuras de este tipo, para reducir la rugosidad y asegurar el escurrimiento del caudal en el caso de una pendiente longitudinal muy leve, así mismo las cunetas deberán protegerse en pendientes fuertes cuando su longitud sea mayor de 60 m, mediante uso con disipadores de energía.

4.1.10 PRECIPITACIÓN.

Esta información, considera el registro de medidas de precipitación, las cuales varían de una localidad a otra, constituyendo estas medidas un conjunto de datos numerosos y complejos que es necesario para poder comprenderlos, recurrir al análisis estadístico, por medio del cual, conseguiremos sintetizar y caracterizar este conjunto de datos en unos valores más entendibles y más fácilmente comparables.

En el desarrollo del presente informe, se cuenta con información pluviométrica de la Estación del Distrito de Pilluana, otorgado por el SENAMHI.

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.

Los datos de Precipitación Máxima en 24 horas, han sido facilitados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología de San Martín y se muestran en el cuadro de la siguiente página.

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION REGIONAL DE SAN MARTIN
INFORMACION METEOROLOGICA
ESTACION: PLU "PILLUANA"**

Latitud : 06° 48'
Departamento : SAN MARTIN
Longitud : 76° 20'
Provincia : PICOTA
Altura : 210m.s.n.m.
Distrito : PILLUANA

CUADRO N° 03: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

DATOS DE : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS.														
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA	MEDIA
1989	26.7	123.3	66.9	180.0	27.2	98.0	108.6	60.3	65.8	77.5	210.0	69.0	210.0	92.8
1990	70.0	82.5	52.1	144.7	116.2	25.5	0.0	86.3	74.9	121.3	163.4	72.2	163.4	84.1
1991	59.7	127.5	59.0	97.3	14.8	19.8	7.3	0.0	18.9	35.9	44.4	18.2	127.5	41.9
1992	5.8	51.5	113.3	110.3	40.0	64.6	55.2	51.8	81.5	74.6	122.7	66.4	122.7	69.8
1993	30.1	89.0	196.4	75.8	108.1	26.2	56.0	37.9	46.7	92.3	57.9	5.6	196.4	68.5
1994	30.8	30.6	214.4	92.1	29.4	42.8	28.1	74.7	73.4	87.4	24.4	56.0	214.4	65.3
1995	61.8	160.8	163.4	69.0	106.7	118.7	43.4	61.4	19.6	44.5	105.9	12.8	163.4	80.7
1996	4.6	7.6	23.7	27.0	11.5	48.2	49.0	33.6	27.2	42.4	54.6	14.2	54.6	28.6
1997	17.1	13.0	39.5	32.5	20.2	52.5	40.4	4.4	38.6	12.3	23.3	55.7	55.7	29.1
1998	59.9	32.4	35.8	41.0	23.5	19.1	15.0	16.0	24.6	84.8	16.9	68.0	84.8	36.4
1999	9.1	40.2	51.2	35.0	59.3	4.1	9.4	13.0	51.6	9.2	18.5	4.8	59.3	25.5

2000	14.6	38.9	23.0	58.2	52.5	41.2	13.0	38.6	65.8	33.0	13.0	22.9	65.8	34.6
2001	26.1	30.5	43.8	39.5	41.7	14.4	30.2	47.2	11.7	39.5	63.4	8.0	63.4	33.0
2002	23.9	25.1	12.0	44.4	7.5	6.6	30.5	50.0	37.5	30.2	14.1	48.2	50.0	27.5
2003	25.0	21.2	76.7	34.7	32.0	8.1	54.2	29.2	28.3	65.1	17.7	22.4	76.7	34.6
2004	9.2	4.1	50.3	41.1	24.5	19.6	42.8	17.2	5.2	22.3	17.4	29.0	50.3	23.6
2005	52.6	10.4	25.2	20.4	28.9	18.7	13.4	23.0	93.2	73.8	53.7	30.6	93.2	37.0
2006	5.4	11.3	14.5	42.5	66.0	31.8	14.5	37.0	30.0	56.2	37.2	85.2	85.2	36.0
2007	45.9	30.0	7.6	86.3	25.2	27.5	19.3	23.7	15.3	35.0	91.2	53.5	91.2	38.4
2008	54.1	16.6	22.5	24.0	19.2	34.3	22.3	17.2	22.0	44.4	93.3	24.5	93.3	32.9
MAXIMA	70.0	160.8	214.4	180.0	116.2	118.7	108.6	86.3	93.2	121.3	210.0	85.2	214.4	92.8
MEDIA	31.6	47.3	64.6	64.8	42.7	36.1	32.6	36.1	41.6	54.1	62.2	38.4	106.1	46.0

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEREOLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

4.2 Análisis Estadístico de la Precipitación Máxima caída en 24 horas.

Del cuadro de información meteorológica, tomamos los valores de máxima precipitación y los ordenamos tal como aparecen en el cuadro.

CUADRO N° 04

ORDENAMIENTO Y ANALISIS ESTADISTICO DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA PILLUANA

N° ORDEN	Precipitación máxima(Y _i)	Frecuencia (m/(n+1))	Periodo de retorno (n+1)/m	(Y _i -y) ²
1	210	0.04762	21	10801.44
2	163.4	0.09524	10.5	3286.73
3	127.5	0.14286	7	459.24
4	122.7	0.19048	5.25	276.56
5	196.4	0.23810	4.2	8159.51
6	214.4	0.28571	3.5	11735.39
7	163.4	0.33333	3	3286.73
8	54.6	0.38095	2.625	2649.16
9	55.7	0.42857	2.3333	2537.14
10	84.8	0.47619	2.1	452.41
11	59.3	0.52381	1.90909	2187.43
12	65.8	0.57143	1.75	1621.67
13	63.4	0.61905	1.6154	1820.73
14	50	0.66667	1.5	3143.84
15	76.7	0.71429	1.4	862.60
16	50.3	0.76190	1.3125	3110.29
17	93.2	0.80952	1.24	165.64
18	85.2	0.85714	1.17	435.56
19	91.2	0.90476	1.11	221.12
20	93.3	0.95238	1.05	163.07
Total	2,121.30			57376.27

V° B°



[Handwritten signature]
Ing. Edwin Domán Salas

CALCULO DE LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO.

$$\bar{Y} = \sum p_i / n$$

$$\bar{Y} = 2,121.30 / 20$$

$$\bar{Y} = 106.07 \text{ mm.}$$

Donde:

n = Número de años

\bar{Y} = Precipitación promedio en m.m.

p_i = Precipitación (mm.).

a) CALCULO DE LA DESVIACIÓN ESTANDAR (δy)

$$\delta y = \sqrt{\sum (Y_i - \bar{Y})^2 / n - 1}$$

$$\delta y = \sqrt{57,376.27 / (20 - 1)}$$

$$\delta y = 54.95 \text{ mm.}$$

CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c)

$$T_c = (0.871 L^3 / H)^{0.385} * 60. \quad (A)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min.)

L = Longitud horizontal (km)

H = Diferencia de niveles (m)

Del plano PH - 1 - Perfil longitudinal del terreno para los colectores Izquierdo y Derecho.

Determinamos los valores para:

L = 0.91 Km (valor tomado del colector 03)

H = 15.00 m.

Reemplazando en la formula A

$$T_c = (0.871 \times 0.91^3 / 15)^{0.385} \times 60$$

$$T_c = 19.57 \text{ min.}$$

CALCULO DE LA INTENSIDAD MAXIMA DE DISEÑO

Para determinar la Intensidad Máxima se ha desarrollado por medio del método de Gumbell y la Función Gumbell tipo I.

4.3 METODO DE GUMBELL.

Se aplicará la siguiente fórmula para determinar la Intensidad de diseño para cualquier periodo de retorno.

$$\Psi = \bar{Y} - (\delta y / G_n) [(Y_n + \ln \cdot \ln (T_m / T_m - 1))] \dots\dots\dots(I)$$

Donde :

Ψ = Precipitación de Diseño (mm.)

T_m = Periodo de retorno máximo anual.

\bar{Y} = Media de los valores de la precipitación en m.m.

Y_n, G_n = Media y desviación estándar en función del tamaño de la muestra

Luego en la sección anexo N° 1, se determinan los valores de Y_n y G_n considerando para $n = 20$ años.

$n = 20$ años

$Y_n = 0.52355$

$G_n = 1.06283$

$\bar{Y} = 106.07$ m.m.

$\delta y = 54.95$ mm.

Reemplazando datos en la FORMULA I

$$\Psi = 106.07 - (54.95/1.06283)[0.52355 + \ln \cdot \ln (T_m / (T_m - 1))]$$

Para un Periodo de Retorno de 5 años:

$$\Psi = 106.07 - (54.95/ 1.06283)[0.52355 + \ln \cdot \ln (5 / (5-1))]$$

$$\Psi = 106.07 - 51.702 [0.5255 + (-1.4999)]$$

$$\Psi = 156.45 \text{ mm.}$$

Para un periodo de retorno de 10 años

$$\Psi = 106.07 - (54.95 / 1.06283) [0.52355 + \ln \cdot \ln (10 / (10-1))]$$

$$\Psi = 195.25 \text{ mm}$$

Para un periodo de retorno de 20 Años

$$\boxed{\Psi = 232.46 \text{ mm}}$$

Para un periodo de retorno de 30 años

$$\boxed{\Psi = 253.88 \text{ mm}}$$

Para un periodo de retorno de 50 años

$$\boxed{\Psi = 277.26 \text{ mm}}$$

CUADRO N° 05:

RESUMEN DE VALORES: PERIODO DE RETORNO VS. PRECIPITACIÓN MÁXIMA

PERIODO DE RETORNO (Tm) Años	PRECIPITACIÓN MÁXIMA (mm)
5	156.45
10	195.25
20	232.46
30	253.88
50	277.26 Θ
100	297.32

Θ = Precipitación máxima de diseño (Pd) para un periodo de retorno de 50 años.

4.4 METODO FUNCION GUMBELL TIPO I

Aplicando F(G), calculando las intensidades para determinados periodos de

Retorno. $F(G) = e^{-e^{-y_i}}$ $F(G) = 1 - \frac{1}{T_m}$

CALCULO DEL VALOR DEL NIVEL DE SIGNIFICANCIA “ α ”

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S_y$$

Donde:

α = Nivel de significancia

S_y = Desviación estándar

π = Parámetro matemático, "Pi" = 3.1416

$$\alpha = \frac{2.44948}{3.14159} * 54.95$$

$$\alpha = 42.84$$

CALCULO DEL VALOR DE “ μ ”

$$\mu = \bar{y} - 0.45 S_y$$

$$\mu = 106.07 - 0.45 (54.95)$$

$$\mu = 81.34 \text{ mm}$$

CALCULO DEL VALOR DE “x”

$$x = (y_i) * \alpha + \mu$$

$$x = (y_i) * 42.84 + 81.34 \dots\dots\dots(A)$$

4.4.1 Calculo para un Periodo de Retorno de 5 años:

$$F(G) = 1 - \frac{1}{T_m} = 1 - \frac{1}{5} = e^{-e^{-y_i}}$$

$$F(G) = 1 - 0.2 = e^{-e^{-y_i}}$$

$$F(G) = 0.8 = e^{-e^{-y_i}}$$

Aplicando ln en ambos miembros

$$\ln(0.8) = \ln(e^{-y_i})$$

$$-0.22314 = y_i \ln e$$

$$y_i = -\ln(0.22314)$$

$$y_i = 1.4999 \cong 1.500$$

Reemplazando en.....(A)

$$x = y_i * 42.84 + 81.34$$

$$x = (1.500) * 42.84 + 81.34$$

$$x = 145.6 \text{ mm.}$$

4.4.2 Calculo Para un Periodo de Retorno de 10 años:

$$F(G) = 1 - \frac{1}{T_m} = 1 - \frac{1}{10}$$

$$F(G) = 1 - 0.1 = 0.900$$

$$\ln(0.90) = \ln e^{-y_i}$$

$$-0.10536 = y_i \ln e$$

$$y_i = -\ln(0.10526)$$

$$y_i = 2.2504$$

Reemplazando en.... (A)

$$x = 2.25 * 42.84 + 81.34$$

$$x = 177.73 \text{ mm.}$$

4.4.3 Calculo Para un Periodo de Retorno de 20 años:

$$F(G) = 1 - 1/T_m = 1 - 1/20$$

$$F(G) = 1 - 0.05 = 0.95$$

$$\ln(0.95) = \ln e^{-y_i}$$

$$-0.0512 = y_i \ln e$$

$$y_i = -\ln(0.0512)$$

$$y_i = 2.9957$$

Reemplazando en... ..(A)

$$x = 209.68 \text{ mm.}$$

4.4.4 Calculo Para un Periodo de Retorno de 30 años:

$$F(G) = 1 - 1/T_m = 1 - 1/30$$

$$F(G) = 1 - 0.03 = 0.97$$

$$\ln(0.97) = \ln e^{-y_i}$$

$$-0.0304 = y_i \cdot \ln e$$

$$y_i = -\ln 0.0304$$

$$y_i = 3.49$$

Reemplazando en.....(A)

$$x = 230.85 \text{ mm.}$$

4.4.5 Calculo Para un Periodo de Retorno de 50 años:

$$F(G) = 1 - 1 / T_m = 1 - 1 / 50$$

$$F(G) = 1 - 0.02 = 0.98$$

$$\ln(0.98) = \ln e^{-y_i}$$

$$-0.020 = y_i \ln e$$

$$y_i = -\ln 0.020$$

$$y_i = 3.912$$

Reemplazando en.....(A)

$$x = 248.93 \text{ mm.}$$

CUADRO N° 06:

RESUMEN VALORES DE T_M VS I_{MAX}

Periodo de Retorno (T _m) años	Precipitación Máxima (mm.)
5	145.6
10	177.73
20	209.68
30	230.85
50	248.93 Θ

Θ = Precipitación de Diseño (P.D.) para un periodo de retorno de 50 años.

De los resultados obtenidos de Precipitación de Diseño para un Periodo de Retorno de 50 años encontramos que:

- a) Método Gumbell 277.26 mm.
- b) Función Gumbell tipo I 248.93 mm.

Luego con los valores hallados y utilizando la formula siguiente:

$$P_i = (C) (P_d) \text{ mm.}$$

Donde:

C = % de Precipitación

P_d = Precipitación de Distribución

P_i = Precipitación o Imáx.

Como la Intensidad de lluvia no es constante para un registro diario, de manera que se ha comprobado estadísticamente que se distribuye según el

CUADRO N° 07

DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LA INTENSIDAD MAXIMA

DURACION Horas	PRECIPITACIÓN %	PRECIPITACIÓN P _d = 277.26 M. GUMBELL	PRECIPITACIÓN P _d = 248.93 M.GUMBELL TIPO I
6	75	207.95	186.69
12	85	235.67	211.59
24	100	277.26	248.93

Por tanto suponiendo una precipitación durante un tiempo de 6 horas continuas realizamos la distribución porcentual de la Intensidad máxima Según se muestra en el Cuadro N° 08

CUADRO N° 08

<i>DURACION Horas</i>	<i>PRECIPITACION %</i>	<i>PRECIPITACION P₀</i>	<i>PRECIPITACION p₀</i>
		207.95	186.69
1	49	101.89	91.48
2	64	133.09	119.48
3	75		
4	84		
5	92		
6	100		

En el Cuadro anterior observo que:

El tiempo de concentración calculado para el dren colector N° 1, es menor a una hora, entonces tomó el valor de la Intensidad de diseño $I_d = 101.89$ mm/h del método de Gumbell

Intensidad Máxima de Diseño:

$$I_d = 101.89 \text{ mm/h}$$

4.7 DETERMINACIÓN DEL AREA A DRENAR

Áreas Colectoras de lluvia.

En la determinación de las Áreas Colectoras de lluvia se ha empleado el **METODO DE LAS BISECTRICES**, por manzanas, las mismas que incluye el área que divide la línea media divisoria de las calles, hacia ambos lados.

Luego se determinó las áreas utilizando las formulas matemáticas del triángulo, rectángulo y trapecio.

Area del Triángulo:

$$A = \sqrt{S (s - a) (s - b) (s - c)}$$

$$S = (a + b + c) / 2$$

$$P = a + b + c$$

Donde:

A = Área del triángulo

S = semi perímetro

P = perímetro

a, b, c = Lados del perímetro

Área del Rectángulo:

$$A = l \times a$$

Donde: A = área del rectángulo

l = largo

a = ancho

Área del Trapecio:

$$A = [(B + b)/2] * h$$

Donde

B = base mayor

b = base menor

h = altura

CUADRO N° 09: AREAS COLECTORAS DE LLUVIA

COLECTOR	TRAMO	AREA HA	AREA (M2)	AREA (KM2)
A	1-2	0.47850	4785.00	0.00479
ALCANTA	2-3			
	13-3	0.35414	3541.44	0.00354
A	3-4	0.35186	3518.60	0.00352
	14-4	0.33402	3340.20	0.00334
ALCANTA	4-5			
	15-5	0.33866	3386.60	0.00339
A	5-6	0.32378	3237.80	0.00324
	16-6	0.31916	3191.60	0.00319
ALCANTA	6-7			
	17-7	0.32584	3258.40	0.00326
A	7-8	0.30650	3065.00	0.00307
	18-8	0.30670	3067.00	0.00307
ALCANTA	8-9			
A	9-10	0.84799	8479.90	0.00848
B	1-2	0.21931	2193.10	0.00219
ALCANTA	2-3			
B	3-4	0.21931	2193.10	0.00219
ALCANTA	4-5			
B	5-6	0.33619	3361.90	0.00336
ALCANTA	6-7			
B	7-8	0.33384	3338.40	0.00334
ALCANTA	8-9			0.00000
B	9-10	0.32605	3260.50	0.00326
C	1-2	0.21950	2195.00	0.00220
ALCANTA	2-3			
C	3-4	0.21950	2195.00	0.00220
	16-4	0.43860	4386.00	0.00439
ALCANTA	4-5			
	17-5	0.32230	3223.00	0.00322
C	5-6	0.33290	3329.00	0.00333
	14-6	0.33950	3395.00	0.00340
ALCANTA	6-7			
	15-7	0.07840	784.00	0.00078
C	7-8	0.09470	947.00	0.00095
ALCANTA	8-9			
C	9-10	0.09470	947.00	0.00095
ALCANTA	10-11			0.00000
C	11-12	0.34390	3439.00	0.00344
COLECTOR	TRAMO	AREA HA	AREA (M2)	AREA (KM2)
ALCANTA	12-13			
D	1-2	0.26600	2660.00	0.00266
ALCANTA	2-3			0.00000
D	3-4	0.34390	3439.00	0.00344
ALCANTA	4-5			
D	5-6	0.08050	805.00	0.00081
ALCANTA	6-7			
D	7-8	0.05940	594.00	0.00059
	10-8	0.34590	3459.00	0.00346
ALCANTA	8-9			
	11-9	0.34590	3459.00	0.00346
D	9-10	0.36490	3649.00	0.00365
ALCANTA	10-11			
D	11-12	0.05940	594.00	0.00059
F	1-2	0.26600	2660.00	0.00266
	Z-2	0.53200	5320.00	0.00532
ALCANTA	2-3			
	K-3	0.34310	3431.00	0.00343
F	3-4	0.34390	3439.00	0.00344
	X-4	0.33360	3336.00	0.00334
ALCANTA	4-5			
	Y-5	0.33730	3373.00	0.00337
F	5-6	0.33360	3336.00	0.00334
ALCANTA	6-7			
F	7-8	0.33940	3394.00	0.00339
ALCANTA	8-9			
G	1-2	0.33290	3329.00	0.00333
ALCANTA	2-3			
G	3-4	0.32850	3285.00	0.00329
	P-4	0.32780	3278.00	0.00328
ALCANTA	4-5			
	Q-5	0.35320	3532.00	0.00353
G	5-6	0.35650	3565.00	0.00357
ALCANTA	6-7			
H	P-1	0.33340	3334.00	0.00333
H	1-2	0.33340	3334.00	0.00333
	M-2	0.33340	3334.00	0.00333
ALCANTA	2-3			
	N-3	0.34890	3489.00	0.00349
H	3-4	0.31720	3172.00	0.00317
	O-4	0.28790	2879.00	0.00288
ALCANTA	4-5			
	S-5	0.34930	3493.00	0.00349
COLECTOR	TRAMO	AREA HA	AREA (M2)	AREA (KM2)
H	5-6	0.30510	3051.00	0.00305
ALCANTA	6-7			
I	1-2	0.23800	2380.00	0.00238
ALCANTA	2-3			
I	3-4	0.31660	3166.00	0.00317
ALCANTA	4-5			
I	5-6	0.31690	3169.00	0.00317
ALCANTA	6-7			
I	7-8	0.27670	2767.00	0.00277
J	1-2	0.23800	2380.00	0.00238
ALCANTA	2-3			
J	3-4	0.28070	2807.00	0.00281
ALCANTA	4-5			
J	5-6	0.27790	2779.00	0.00278
	C-6	0.30360	3036.00	0.00304
ALCANTA	6-7			
	D-7	0.30360	3036.00	0.00304
J	7-8	0.27790	2779.00	0.00278

**CUADRO N° 10: CAUDALES DE ESCURRIMIENTO DE LAS CUNETAS PROYECTADAS
METODO RACIONAL**

COLECTOR	TRAMO	AREA HA	COEF. ESCORRE	ID mm/h	PENDIENTE m/m	CAUDAL m ³ /s
A	1-2	0.4785	0.67	101.9	0.0527	0.09074
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0100	
	13-3	0.3541	0.67	101.9	0.0507	0.06716
A	3-4	0.3519	0.67	101.9	0.0015	0.06672
	14-4	0.3340	0.67	101.9	0.0296	0.06334
ALCANTA	4-5		0.67	101.9	0.0146	
	15-5	0.3387	0.67	101.9	0.0243	0.06422
A	5-6	0.3238	0.67	101.9	-0.0026	0.06140
	16-6	0.3192	0.67	101.9	0.0162	0.06052
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0034	
	17-7	0.3258	0.67	101.9	0.0145	0.06179
A	7-8	0.3065	0.67	101.9	0.0025	0.05812
	18-8	0.3067	0.67	101.9	0.0096	0.05816
ALCANTA	8-9		0.67	101.9	0.0195	
A	9-10	0.8480	0.67	101.9	0.0032	0.16080
B	1-2	0.2193	0.67	101.9	0.0461	0.04159
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0368	
B	3-4	0.2193	0.67	101.9		0.04159
ALCANTA	4-5		0.67	101.9		
B	5-6	0.3362	0.67	101.9		0.06375
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0473	
B	7-8	0.3338	0.67	101.9	0.0030	0.06331
ALCANTA	8-9		0.67	101.9	0.0213	
B	9-10	0.3260	0.67	101.9	0.0078	0.06183
C	1-2	0.2195	0.67	101.9	0.0495	0.04162
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0346	
C	3-4	0.2195	0.67	101.9	0.0351	0.04162
	16-4	0.4386	0.67	101.9		0.08318
ALCANTA	4-5					
	17-5	0.3223	0.67	101.9	0.0104	0.06112
C	5-6	0.3329	0.67	101.9	0.0246	0.06313
	14-6	0.3395	0.67	101.9	0.0050	0.06438
ALCANTA	6-7				0.0293	
	15-7	0.0784	0.67	101.9	0.0090	0.01487
C	7-8	0.0947	0.67	101.9	0.0070	0.01796
ALCANTA	8-9		0.67	101.9	-0.0067	

COLECTOR	TRAMO	AREA HA	COEF. ESCORRE	ID mm/h	PENDIENTE m/m	CAUDAL m ³ /s
C	9-10	0.0947	0.67	101.9	0.0168	0.01796
ALCANTA	10-11		0.67	101.9	-0.0013	
C	11-12	0.3439	0.67	101.9	0.0081	0.06522
ALCANTA	12-13		0.67	101.9	0.0153	
D	1-2	0.266	0.67	101.9	0.0800	0.05045
ALCANTA	2-3					
D	3-4	0.3439	0.67	101.9	0.0396	0.06522
ALCANTA	4-5				0.0093	
D	5-6	0.0805	0.67	101.9	0.0361	0.01527
ALCANTA	6-7					
D	7-8	0.0594	0.67	101.9		0.01127
	10-8	0.3459	0.67	101.9		0.06560
ALCANTA	8-9		0.67	101.9	-0.0020	
	11-9	0.3459	0.67	101.9	0.0019	0.06560
D	9-10	0.3649	0.67	101.9	0.0140	0.06920

ALCANTA	10-11					0.0507	
D	11-12	0.0594	0.67	101.9	0.0833		0.01127
F	1-2	0.266	0.67	101.9	0.0805		0.05045
	Z-2	0.532	0.67	101.9	0.0340		0.10089
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0300		
	K-3	0.3431	0.67	101.9	0.0373		0.06507
F	3-4	0.3439	0.67	101.9	0.0402		0.06522
	X-4	0.3336	0.67	101.9	0.0454		0.06327
ALCANTA	4-5				0.0533		
	Y-5	0.3373	0.67	101.9	0.0462		0.06397
F	5-6	0.3336	0.67	101.9	0.0151		0.06327
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0027		
F	7-8	0.3394	0.67	101.9	0.0181		0.06437
ALCANTA	8-9		0.67	101.9	0.0386		
					0.0000		
G	1-2	0.3329	0.67	101.9	0.0425		0.06313
ALCANTA	2-3				0.0353		
G	3-4	0.3285	0.67	101.9	0.0566		0.06230
	P-4	0.3278	0.67	101.9	-0.0028		0.06217
ALCANTA	4-5				0.0127		
	Q-5	0.3532	0.67	101.9	-0.0011		0.06698
G	5-6	0.3565	0.67	101.9	0.0190		0.06761
ALCANTA	6-7				0.0353		
					0.0000		
H	P-1	0.3334	0.67	101.9	0.0533		0.06323
H	1-2	0.3334	0.67	101.9	0.0420		0.06323
	M-2	0.3334	0.67	101.9	0.0322		0.06323
COLECTOR	TRAMO	AREA HA	COEF. ESCORRE	ID mm/h	PENDIENTE m/m		CAUDAL m3/s
ALCANTA	2-3						
	N-3	0.3489	0.67	101.9	0.0044		0.06617
H	3-4	0.3172	0.67	101.9	0.0545		0.06016
	O-4	0.2879	0.67	101.9	0.0446		0.05460
ALCANTA	4-5				0.0073		
	S-5	0.3493	0.67	101.9	0.0485		0.06624
H	5-6	0.3051	0.67	101.9	0.0181		0.05786
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0032		
					0.0000		
I	1-2	0.238	0.67	101.9	0.0654		0.04514
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0420		
I	3-4	0.3166	0.67	101.9	0.0445		0.06004
ALCANTA	4-5				-0.0213		
I	5-6	0.3169	0.67	101.9	0.0380		0.06010
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0527		
I	7-8	0.2767	0.67	101.9	0.0426		0.05248
J	1-2	0.238	0.67	101.9	0.0385		0.04514
ALCANTA	2-3		0.67	101.9	0.0247		
J	3-4	0.2807	0.67	101.9	0.0483		0.05323
ALCANTA	4-5		0.67	101.9	0.0027		
J	5-6	0.2779	0.67	101.9	0.0389		0.05270
	C-6	0.3036	0.67	101.9	0.0170		0.05758
ALCANTA	6-7		0.67	101.9	0.0287		
	D-7	0.3036	0.67	101.9	0.0796		0.05758
J	7-8	0.2779	0.67	101.9	0.0408		0.05270

INFORMACION TOPOGRAFICA DE LOS JIRONES QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO

COLECTOR	TRAMO	JIRON	LONGITUD m	COTA DE TERRENO		DESNIVEL M	PENDIENTE m/m
				INICIAL	FINAL		
A	1-2	JR. RAMON CASTILLA	104.89	215.16	209.63	5.53	0.0527
ALCANTA	2-3	JR. MANUEL AREVALO	14.00	209.63	209.49	0.14	0.0100
	13-3	JR. RAMON CASTILLA	105.95	214.97	209.6	5.34	0.0504
A	3-4	JR. MANUEL AREVALO	90.96	209.63	209.49	0.14	0.0015
	14-4	JR. IQUITOS	103.70	212.29	209.22	3.07	0.0296
ALCANTA	4-5	JR. MANUEL AREVALO	13.70	209.49	209.29	0.2	0.0146
	15-5	JR. IQUITOS	103.50	211.82	209.3	2.52	0.0243
A	5-6	JR. MANUEL AREVALO	103.10	209.29	209.56	-0.27	-0.0026
	16-6	JR. LIMA	101.50	211.27	209.63	1.64	0.0162
ALCANTA	6-7	JR. MANUEL AREVALO	11.70	209.56	209.52	0.04	0.0034
	17-7	JR. LIMA	102.00	210.99	209.51	1.48	0.0145
A	7-8	JR. MANUEL AREVALO	105.80	209.51	209.25	0.26	0.0025
	18-8	JR. TARAPOTO	100.90	210.22	209.25	0.97	0.0096
ALCANTA	8-9	JR. TARAPOTO	12.80	209.25	209	0.25	0.0195
A	9-10	JR. MANUEL AREVALO/ TARAPOTO	250.00	209.00	208.2	0.80	0.0032
B	1-2	JR. HUALLAGA	64.00	221.88	218.93	2.95	0.0461
ALCANTA	2-3	JR. HUALLAGA	12.50	218.93	218.47	0.46	0.0368
	3-4	JR. HUALLAGA	81.50	218.47	215.39	3.08	0.0378
	4-5	JR. HUALLAGA	16.00	215.39	215.01	0.38	0.0237
	5-6	JR. HUALLAGA	100.00	215.01	212.44	2.57	0.0257
ALCANTA	6-7	JR. HUALLAGA	15.00	212.44	211.73	0.71	0.0473
B	7-8	JR. HUALLAGA	101.10	211.63	211.33	0.3	0.0030
ALCANTA	8-9	JR. HUALLAGA	15.00	211.33	211.01	0.32	0.0213
B	9-10	JR. HUALLAGA	104.10	211.01	210.2	0.81	0.0078
C	1-2	JR. HUALLAGA	64.00	222.05	218.88	3.17	0.0495
ALCANTA	2-3	JR. HUALLAGA	13.00	218.88	218.43	0.45	0.0346
C	3-4	JR. HUALLAGA	78.00	218.43	215.69	2.74	0.0351
	16-4	JR. RAMON CASTILLA	100.30	216.24	215.63	0.61	0.0061
ALCANTA	4-5	JR. HUALLAGA	15.00	215.69	215.12	0.57	0.0380
	17-5	JR. RAMON CASTILLA	100.00	216.09	215.05	1.04	0.0104
C	5-6	JR. HUALLAGA	103.00	215.05	212.52	2.53	0.0246
	14-6	JR. IQUITOS	90.80	212.8	212.35	0.45	0.0050
ALCANTA	6-7	JR. HUALLAGA	15.00	212.35	211.91	0.44	0.0293
	15-7	JR. IQUITOS	100.00	212.81	211.91	0.9	0.0090
C	7-8	JR. HUALLAGA	53.00	211.91	211.54	0.37	0.0070
ALCANTA	8-9	JR. HUALLAGA	15.00	211.54	211.64	-0.1	-0.0067
C	9-10	JR. HUALLAGA	34.00	211.64	211.07	0.57	0.0168
ALCANTA	10-11	JR. HUALLAGA	15.00	211.07	211.09	-0.02	-0.0013
C	11-12	JR. HUALLAGA	105.00	211.09	210.24	0.85	0.0081
ALCANTA	12-13	JR. HUALLAGA	15.00	210.24	210.01	0.23	0.0153
D	1-2	JR. UCAYALI	80.00	223.84	217.44	6.4	0.0800
ALCANTA	2-3	JR. UCAYALI	15.00	217.44	216.83	0.61	0.0407
D	3-4	JR. UCAYALI	98.00	216.83	212.95	3.88	0.0396
ALCANTA	4-5	JR. UCAYALI	15.00	212.95	212.81	0.14	0.0093
D	5-6	JR. UCAYALI	53.50	212.81	210.88	1.93	0.0361
ALCANTA	6-7	JR. UCAYALI	15.00	210.88	211	-0.12	-0.0080
D	7-8	JR. UCAYALI	33.50	211	210.79	0.21	0.0063
	10-8	JR. LIMA	98.00	211.03	210.84	0.19	0.0019
ALCANTA	8-9	JR. UCAYALI	15.00	210.79	210.82	-0.03	-0.0020

	11-9	JR. LIMA	98.00	211.03	210.84	0.19	0.0019	
D	9-10	JR. UCAYALI	101.35	210.82	209.4	1.42	0.0140	
ALCANTA	10-11	JR. UCAYALI	15.00	209.4	208.64	0.76	0.0507	
D	11-12	JR. UCAYALI	23.30	208.64	206.7	1.94	0.0833	
F	1-2	JR. UCAYALI	80.00	223.95	217.51	6.44	0.0805	
	Z-2	JR. RAMON CASTILLA	165.00	223	217.39	5.61	0.0340	
ALCANTA	2-3	JR. UCAYALI	15.00	217.39	216.94	0.45	0.0300	
	K-3	JR. RAMON CASTILLA	114.56	221.21	216.94	4.27	0.0373	
F	3-4	JR. UCAYALI	99.00	216.94	212.96	3.98	0.0402	
	X-4	JR. IQUITOS	99.00	217.45	212.96	4.49	0.0454	
ALCANTA	4-5	JR. UCAYALI	15.00	212.96	212.16	0.8	0.0533	
	Y-5	JR. IQUITOS	99.00	216.73	212.16	4.57	0.0462	
F	5-6	JR. UCAYALI	102.00	212.16	210.62	1.54	0.0151	
ALCANTA	6-7	JR. UCAYALI	15.00	210.62	210.58	0.04	0.0027	
F	7-8	JR. UCAYALI	73.50	210.58	209.25	1.33	0.0181	
ALCANTA	8-9	JR. UCAYALI	43.00	209.25	207.59	1.66	0.0386	
G	1-2	JR. LEONCIO PRADO	96.00	221.34	217.26	4.08	0.0425	
ALCANTA	2-3	JR. LEONCIO PRADO	15.00	217.26	216.73	0.53	0.0353	
G	3-4	JR. LEONCIO PRADO	103.00	216.73	210.9	5.83	0.0566	
	P-4	JR. LIMA	100.50	210.62	210.9	-0.28	-0.0028	
ALCANTA	4-5	JR. LEONCIO PRADO	15.00	210.9	210.71	0.19	0.0127	
	Q-5	JR. LIMA	100.50	210.6	210.71	-0.11	-0.0011	
G	5-6	JR. LEONCIO PRADO	80.00	210.71	209.19	1.52	0.0190	
ALCANTA	6-7	JR. LEONCIO PRADO	19.00	209.19	208.52	0.67	0.0353	
H	P-1	JR. RAMON CASTILLA	49.00	223.8	221.19	2.61	0.0533	
H	1-2	JR. LEONCIO PRADO	98.00	221.19	217.07	4.12	0.0420	
	M-2	JR. IQUITOS	99.00	220.26	217.07	3.19	0.0322	
COLECTOR	TRAMO	JIRON	LONGITUD m	COTA DE TERRENO		DESNIVEL M		PENDIENTE m/m
				INICIAL	FINAL			
ALCANTA	2-3	JR. LEONCIO PRADO	15.00	217.07	216.35	0.72	0.0480	
	N-3	JR. IQUITOS	99.00	216.79	216.35	0.44	0.0044	
H	3-4	JR. LEONCIO PRADO	98.50	216.35	210.98	5.37	0.0545	
	O-4	JR. LIMA	101.00	215.48	210.98	4.5	0.0446	
ALCANTA	4-5	JR. LEONCIO PRADO	15.00	210.98	210.87	0.11	0.0073	
	S-5	JR. LIMA	101.00	215.77	210.87	4.9	0.0485	
H	5-6	JR. LEONCIO PRADO	89.50	210.87	209.25	1.62	0.0181	
ALCANTA	6-7	JR. LEONCIO PRADO	24.80	209.25	209.17	0.08	0.0032	
I	1-2	JR. JOSE GALVEZ	75.50	225.52	220.58	4.94	0.0654	
ALCANTA	2-3	JR. JOSE GALVEZ	15.00	220.58	219.95	0.63	0.0420	
I	3-4	JR. JOSE GALVEZ	98.00	219.95	215.59	4.36	0.0445	
ALCANTA	4-5	JR. JOSE GALVEZ	15.00	215.59	215.91	-0.32	-0.0213	
I	5-6	JR. JOSE GALVEZ	99.20	215.91	212.14	3.77	0.0380	
ALCANTA	6-7	JR. JOSE GALVEZ	15.00	212.14	211.35	0.79	0.0527	
I	7-8	JR. JOSE GALVEZ	85.50	211.35	207.71	3.64	0.0426	
J	1-2	JR. JOSE GALVEZ	75.50	223.89	220.98	2.91	0.0385	
ALCANTA	2-3	JR. JOSE GALVEZ	15.00	220.98	220.61	0.37	0.0247	
J	3-4	JR. JOSE GALVEZ	99.00	220.61	215.83	4.78	0.0483	
ALCANTA	4-5	JR. JOSE GALVEZ	15.00	215.83	215.79	0.04	0.0027	
J	5-6	JR. JOSE GALVEZ	101.30	215.79	211.85	3.94	0.0389	
	C-6	JR. TARAPOTO	46.00	212.63	211.85	0.78	0.0170	

ALCANTA	6-7	JR. JOSE GALVEZ	15.00	211.85	211.42	0.43	0.0287
	D-7	JR. TARAPOTO	46.00	215.22	211.56	3.66	0.0796
J	7-8	JR. JOSE GALVEZ	85.60	211.56	208.07	3.49	0.0408

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	AREA HA	COLECTOR TRIBUTARIO		CAUDAL M3/S		
					Descripción	Qm3/s	INICIO	EN EL TRAMO	FINAL
A	1-2	JR. RAMON CASTILLA	104.89	0.4785			0.0907	0.0907	0.0907
ALCANTA	2-3	JR. MANUEL AREVALO	14		1-2	0.0907			0.0907
	13-3	JR. RAMON CASTILLA	105.95	0.3541				0.0672	0.0672
A	3-4	JR. MANUEL AREVALO	90.96	0.3519	2-3, 13-3	0.1579		0.0667	0.2246
	14-4	JR. IQUITOS	103.7	0.3340				0.0633	0.0633
ALCANTA	4-5	JR. MANUEL AREVALO	13.7		3-4, 14-4	0.2880			0.2880
	15-5	JR. IQUITOS	103.5	0.3387				0.0642	0.0642
A	5-6	JR. MANUEL AREVALO	103.1	0.3238	4-5, 15-5	0.3522		0.0614	0.4136
	16-6	JR. LIMA	101.5	0.3192			0.0605	0.0605	0.0605
ALCANTA	6-7	JR. MANUEL AREVALO	11.7		5-6, 16-6	0.4741			0.4741
	17-7	JR. LIMA	102	0.3258			0.0618	0.0618	0.0618
A	7-8	JR. MANUEL AREVALO	105.8	0.3065	6-7, 16-7	0.5359		0.0581	0.5940
	18-8	JR. TARAPOTO	100.9	0.3067			0.0582	0.0582	0.0582
ALCANTA	8-9	JR. TARAPOTO	12.8		7-8, 18-8	0.6522			0.6522
A	9-10	JR. MANUEL AREVALO/ TARAPOTO	250	0.8480	18-8, 8-9	0.7104	0.7104	0.1608	0.8712
B	1-2	JR. HUALLAGA	64	0.2193				0.0416	0.0416
ALCANTA	2-3	JR. HUALLAGA	12.5		1-2	0.0416			0.0416
B	3-4	JR. HUALLAGA	81.5	0.2193	2-3	0.0416		0.0416	0.0832
ALCANTA	4-5	JR. HUALLAGA	16		3-4	0.0832	0.0832		0.0832
B	5-6	JR. HUALLAGA	100	0.3362	4-5	0.0832	0.0832	0.0638	0.1469
ALCANTA	6-7	JR. HUALLAGA	15		5-6	0.1469	0.1469		0.1469
B	7-8	JR. HUALLAGA	101.1	0.3338	6-7	0.1469	0.1469	0.0633	0.2102
ALCANTA	8-9	JR. HUALLAGA	15		7-8	0.2102	0.2102		0.2102
B	9-10	JR. HUALLAGA	104.1	0.3260	8-9	0.2102	0.2102	0.0618	0.2721
C	1-2	JR. HUALLAGA	64	0.2195				0.0416	0.0416
ALCANTA	2-3	JR. HUALLAGA	13		1-2	0.0416	0.0416		0.0416
C	3-4	JR. HUALLAGA	78	0.2195	2-3	0.0416	0.0416	0.0416	0.0832
	16-4	JR. RAMON CASTILLA	100.3	0.4386				0.0832	0.0832
ALCANTA	4-5	JR. HUALLAGA	15		16-4, 3-4	0.1664	0.1664		0.1664

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	AREA HA	COLECTOR TRIBUTARIO		CAUDAL M3/S		
					Descripción	Q m3/s	INICIO	EN EL TRAMO	FINAL
	17-5	JR. RAMON CASTILLA	100	0.3223				0.0611	0.0611
C	5-6	JR. HUALLAGA	103	0.3329	17-5, 4-5	0.2275	0.2275	0.0631	0.2907
	14-6	JR. IQUITOS	90.8	0.3395				0.0644	0.0644
ALCANTA	6-7	JR. HUALLAGA	15		14-6, 5-6	0.3550	0.3550		0.3550
	15-7	JR. IQUITOS	100	0.0784				0.0149	0.0149
C	7-8	JR. HUALLAGA	53	0.0947	15-7, 6-7	0.3699	0.3699	0.0180	0.3879
ALCANTA	8-9	JR. HUALLAGA	15		7-8	0.3879	0.3879		0.3879
C	9-10	JR. HUALLAGA	34	0.0947	8-9	0.3879	0.3879	0.0180	0.4059
ALCANTA	10-11	JR. HUALLAGA	15		9-10	0.4059	0.4059		0.4059
C	11-12	JR. HUALLAGA	105	0.3439	10-11	0.4059	0.4059	0.0652	0.4711
ALCANTA	12-13	JR. HUALLAGA	15		11-12	0.4711	0.4711		0.4711
D	1-2	JR. UCAYALI	80	0.2660				0.0504	0.0504

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	AREA HA	COLECTOR TRIBUTARIO		CAUDAL M3/S		
					Descripción	Q m3/s	INICIO	EN EL TRAMO	FINAL
	X-4	JR. IQUITOS	99	0.3336				0.0633	0.0633
ALCANTA	4-5	JR. UCAYALI	15		3-4, X-4	0.3449	0.3449		0.3449
	Y-5	JR. IQUITOS	99	0.3373				0.0640	0.0640
F	5-6	JR. UCAYALI	102	0.3336	4-5, Y-5	0.4089	0.4089	0.0633	0.4721
ALCANTA	6-7	JR. UCAYALI	15		5-6	0.4721	0.4721		0.4721
F	7-8	JR. UCAYALI	73.5	0.3394	6-7	0.4721	0.4721	0.0644	0.5365
ALCANTA	8-9	JR. UCAYALI	43		7-8	0.5365	0.5365		0.5365
	1-2	JR. LEONCIO PRADO	96	0.3329				0.0631	0.0631
ALCANTA	2-3	JR. LEONCIO PRADO	15		1-2	0.0631	0.0631		0.0631
	3-4	JR. LEONCIO PRADO	103	0.3285	3-2	0.0631	0.0631	0.0623	0.1254
	P-4	JR. LIMA	100.5	0.3278				0.0622	0.0622
ALCANTA	4-5	JR. LEONCIO PRADO	15		P-4, 3-4	0.1876	0.1876		0.1876
	Q-5	JR. LIMA	100.5	0.3532				0.0670	0.0670
	5-6	JR. LEONCIO PRADO	80	0.3565	Q-5, 4-5	0.2546	0.2546	0.0676	0.3222
ALCANTA	6-7	JR. LEONCIO PRADO	19		5-6	0.3222	0.3222		0.3222
H	P-1	JR. RAMON CASTILLA	49	0.3334				0.0632	0.0632
H	1-2	JR. LEONCIO PRADO	98	0.3334	P-1	0.0632	0.0632	0.0632	0.1265
	M-2	JR. IQUITOS	99	0.3334				0.0632	0.0632
ALCANTA	2-3	JR. LEONCIO PRADO	15	0.0000	1-2, M-2	0.1897	0.1897		0.1897
	N-3	JR. IQUITOS	99	0.3489				0.0662	0.0662
H	3-4	JR. LEONCIO PRADO	98.5	0.3172	N-3, 2-3	0.2559	0.2559	0.0602	0.3160
	O-4	JR. LIMA	101	0.2879				0.0546	0.0546
ALCANTA	4-5	JR. LEONCIO PRADO	15		3-4, O-4	0.3706	0.3706		0.3706
	S-5	JR. LIMA	101	0.3493				0.0662	0.0662
H	5-6	JR. LEONCIO PRADO	89.5	0.3051	4-5, S-5	0.4369	0.4369	0.0579	0.4947
ALCANTA	6-7	JR. LEONCIO PRADO	24.8		5-6	0.4947	0.4947		0.4947
	1-2	JR. JOSE GALVEZ	75.5	0.2380				0.0451	0.0451
ALCANTA	2-3	JR. JOSE GALVEZ	15		1-2	0.0451	0.0451		0.0451

ALCANTA	2-3	JR. UCAYALI	15		1-2	0.0504	0.0504		0.0504
D	3-4	JR. UCAYALI	98	0.3439	2-3	0.0504	0.0504	0.0652	0.1157
ALCANTA	4-5	JR. UCAYALI	15		3-4	0.1157	0.1157		0.1157
D	5-6	JR. UCAYALI	53.5	0.0805	4-5	0.1157	0.1157	0.0153	0.1309
ALCANTA	6-7	JR. UCAYALI	15		5-6	0.1309	0.1309		0.1309
D	7-8	JR. UCAYALI	33.5	0.0594	6-7	0.1309	0.1309	0.0113	0.1422
	10-8	JR. LIMA	98	0.3459				0.0656	0.0656
ALCANTA	8-9	JR. UCAYALI	15		10-8, 7-8	0.2078	0.2078		0.2078
	11-9	JR. LIMA	98	0.3459				0.0656	0.0656
D	9-10	JR. UCAYALI	101.35	0.3649	11-10, 8-9	0.2734	0.2734	0.0692	0.3426
ALCANTA	10-11	JR. UCAYALI	15		9-10	0.3426	0.3426		0.3426
D	11-12	JR. UCAYALI	23.3	0.0594	10-11	0.3426	0.3426	0.0113	0.3539
	1-2	JR. UCAYALI	80	0.2660				0.0504	0.0504
	Z-2	JR. RAMON CASTILLA	165	0.5320				0.1009	0.1009
ALCANTA	2-3	JR. UCAYALI	15		1-2, Z-2	0.1513	0.1513		0.1513
	K-3	JR. RAMON CASTILLA	114.56	0.3431				0.0651	0.0651

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	AREA HA	COLECTOR TRIBUTARIO		CAUDAL M3/S		
					Descripción	Q m3/s	INICIO	EN EL TRAMO	FINAL
ALCANTA	4-5	JR. JOSE GALVEZ	15		3-4	0.1052	0.1052		0.1052
I	5-6	JR. JOSE GALVEZ	99.2	0.3169	4-5	0.1052	0.1052	0.0601	0.1653
ALCANTA	6-7	JR. JOSE GALVEZ	15		5-6	0.1653	0.1653		0.1653
I	7-8	JR. JOSE GALVEZ	85.5	0.2767	6-7	0.1653	0.1653	0.0525	0.2178

J	1-2	JR. JOSE GALVEZ	75.5	0.2380					0.0451	0.0451
ALCANTA	2-3	JR. JOSE GALVEZ	15		1-2	0.0451	0.0451			0.0451
J	3-4	JR. JOSE GALVEZ	99	0.2807	2-3	0.0451	0.0451	0.0532		0.0984
ALCANTA	4-5	JR. JOSE GALVEZ	15		3-4	0.0984	0.0984			0.0984
J	5-6	JR. JOSE GALVEZ	101.3	0.2779	4-5	0.0984	0.0984	0.0527		0.1511
	C-6	JR. TARAPOTO	46	0.3036				0.0576		0.0576
ALCANTA	6-7	JR. JOSE GALVEZ	15		C-6, 5-6	0.2086	0.2086			0.2086
	D-7	JR. TARAPOTO	46	0.3036				0.0576		0.0576
J	7-8	JR. JOSE GALVEZ	85.6	0.2779	D-7, 6-7	0.2662	0.2662	0.0527		0.3189

DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DE CUNETAS Y ALCANTARILLAS

CALLE	MZA	TRAMO	LONGIT.	COTA TERRENO		COTA RASANTE		CAUDAL m ³ /s	PENDIENTE	PENDIENTE CORREGIDA	ANCHO SOLERA	TIRANTE	BORDE LIBRE	VELOCIDAD	SECCION	
				INICIAL	FINAL	INICIO	FINAL								B ² H	
Jr. José Gálvez; lado derecho	16	1-2	75.5	223.89	220.98	223.49	220.58	0.1331	0.039	0.039	0.5	0.11	0.3	2.39	0.5	0.5
		2-3	15	220.98	220.61	220.58	220.2	0.1331	0.025	0.025	0.5	0.13	0.3	2.05	0.5	0.5
	1	3-4	99	220.61	215.83	220.1	215.43	0.1864	0.047	0.047	0.5	0.13	0.3	2.82	0.5	0.5
		4-5	15	215.83	215.79	215.43	215.13	0.1864	0.020	0.020	0.5	0.18	0.3	2.08	0.5	0.5
		5-6	101.3	215.79	211.85	215.03	211.35	0.2391	0.036	0.036	0.5	0.17	0.3	2.77	0.5	0.5
		6-7	15	211.85	211.42	211.35	210.92	0.2966	0.029	0.029	0.5	0.22	0.3	2.71	0.5	0.5
		7-8	85.6	211.56	208.07	210.92	207.57	0.4069	0.039	0.039	0.7	0.18	0.3	3.19	0.7	0.7
Jr. José Gálvez; lado izquierdo	17	1-2	75.5	225.52	220.58	225.12	220.18	0.1331	0.065	0.065	0.4	0.11	0.3	2.95	0.4	0.4
		2-3	15	220.58	219.95	220.08	219.55	0.1331	0.035	0.035	0.5	0.12	0.3	2.3	0.5	0.5
	2	3-4	98	219.95	215.59	219.45	215.29	0.1932	0.042	0.042	0.5	0.14	0.3	2.75	0.5	0.5
		4-5	15	215.59	215.91	215.29	215.09	0.1932	0.013	0.013	0.6	0.18	0.3	1.78	0.6	0.6
		5-6	99.2	215.91	212.14	215.09	211.74	0.2533	0.034	0.034	0.6	0.16	0.3	2.7	0.6	0.6
		6-7	15	212.14	211.35	211.64	210.95	0.2533	0.046	0.046	0.6	0.14	0.3	2.99	0.6	0.6
		7-8	85.5	211.35	207.71	210.95	207.32	0.3058	0.042	0.042	0.8	0.13	0.3	2.92	0.8	0.8
Jr. Leoncio Prado; lado derecho	17	1-2	98	221.19	217.07	220.57	217.67	0.1265	0.030	0.030	0.4	0.14	0.3	2.21	0.4	0.4
		2-3	15	217.07	216.35	217.57	216.95	0.1897	0.041	0.041	0.5	0.14	0.3	2.71	0.5	0.5
	2	3-4	98.5	216.35	210.98	215.95	210.58	0.3160	0.055	0.055	0.7	0.14	0.3	3.32	0.7	0.7
		4-5	15	210.98	210.87	210.48	210.28	0.3706	0.013	0.013	0.8	0.22	0.3	2.08	0.8	0.8
		5-6	89.5	210.87	209.25	210.18	208.75	0.4947	0.016	0.016	0.8	0.25	0.3	2.44	0.8	0.8
		6-7	24.8	209.25	209.17	208.65	208.39	0.4947	0.010	0.010	0.8	0.3	0.3	2.06	0.8	0.8
Jr. Leoncio Prado; lado izquierdo	18	1-2	96	221.34	217.26	221	216.86	0.0631	0.043	0.043	0.4	0.08	0.3	2.03	0.4	0.4
		2-3	15	217.26	216.73	216.76	216.46	0.0631	0.020	0.020	0.4	0.1	0.3	1.56	0.4	0.4
	3	3-4	103	216.73	210.9	216.26	210.5	0.1254	0.056	0.056	0.4	0.11	0.3	2.75	0.4	0.4
		4-5	15	210.9	210.71	210.5	210.17	0.1876	0.022	0.022	0.5	0.17	0.3	2.16	0.5	0.5
		5-6	80	210.71	209.19	210.7	208.52	0.3222	0.027	0.027	0.6	0.2	0.3	2.67	0.6	0.6
		6-7	19	209.19	208.52	208.52	208.12	0.3222	0.021	0.021	0.6	0.22	0.3	2.44	0.6	0.6

CALLE	MZA	TRAMO	LONGIT.	COTA TERRENO		COTA RASANTE		CAUDALm ³ /s	PENDIENTE	PENDIENTE CORREGIDA	ANCHOSOLERA	TIRANTE	BORDELIBRE	VELOCIDAD	SECCION	
				INICIAL	FINAL	INICIO	FINAL								B ² H	
Jr. Ucayali; lado derecho	24	1-2	80	223.95	217.51	223.55	217.11	0.1384	0.081	0.081	0.4	0.11	0.3	3.22	0.4	0.4
		2-3	15	217.39	216.94	217.11	216.54	0.2393	0.038	0.038	0.5	0.17	0.3	2.82	0.5	0.5
	3-4	99	216.94	212.96	216.54	212.46	0.3696	0.041	0.041	0.5	0.23	0.3	3.26	0.5	0.5	

	13	4-5	15	212.96	212.16	212.46	212.18	0.4329	0.019	0.019	0.6	0.28	0.3	2.55	0.6	0.6	
		5-6	102	212.16	210.62	212.18	210.12	0.5601	0.020	0.020	0.7	0.3	0.3	2.76	0.7	0.7	
		3	6-7	15	210.62	210.58	210.12	209.82	0.5601	0.020	0.020	0.7	0.3	0.3	2.76	0.7	0.7
			7-8	73.5	210.58	209.25	209.82	208.08	0.6245	0.024	0.024	1	0.21	0.3	2.92	1	1
			8-9	43	209.25	207.59	208.08	207.09	0.6245	0.023	0.023	1	0.22	0.3	2.87	1	1
Jr. Ucayali, Lado izquierdo	23	1-2	80	223.84	217.44	223.44	217.04	0.1384	0.080	0.080	0.4	0.11	0.3	3.21	0.4	0.4	
		19	2-3	15	217.44	216.83	216.94	216.64	0.1384	0.020	0.020	0.4	0.18	0.3	1.95	0.4	0.4
	3-4		98	216.83	212.95	216.64	212.55	0.2037	0.042	0.042	0.4	0.18	0.3	2.83	0.4	0.4	
	11	4-5	15	212.95	212.81	212.45	212.25	0.2037	0.013	0.013	0.4	0.28	0.3	1.82	0.4	0.4	
		5-6	53.5	212.81	210.88	212.25	210.5	0.2189	0.033	0.033	0.4	0.21	0.3	2.64	0.4	0.4	
	10	6-7	15	210.88	211	210.5	210.37	0.2189	0.009	0.009	0.5	0.27	0.3	1.62	0.5	0.5	
		7-8	33.5	211	210.79	210.37	210.09	0.2302	0.008	0.008	0.5	0.29	0.3	1.57	0.5	0.5	
	4	8-9	15	210.79	210.82	210.09	209.96	0.2958	0.009	0.009	0.6	0.28	0.3	1.75	0.6	0.6	
			9-10	101.35	210.82	209.4	209.96	208.9	0.4306	0.010	0.010	0.7	0.31	0.3	1.99	0.7	0.7
		10-11	15	209.4	208.64	208.8	208.48	0.4306	0.021	0.021	0.7	0.24	0.3	2.61	0.7	0.7	
		11-12	23.3	208.64	206.7	208.38	206.47	0.4419	0.082	0.082	0.8	0.13	0.3	4.12	0.8	0.8	
		12-13	15	210.24	210.01	209.64	209.44	0.4711	0.013	0.013	0.7	0.3	0.3	2.25	0.7	0.7	
	Jr. Huallaga; lado derecho	23	1-2	64	222.05	218.88	221.65	218.48	0.1296	0.050	0.050	0.4	0.12	0.3	2.67	0.4	0.4
			2-3	13	218.88	218.43	218.38	218.18	0.1296	0.015	0.015	0.4	0.19	0.3	1.72	0.4	0.4
			3-4	78	218.43	215.69	218.08	215.19	0.1712	0.037	0.037	0.5	0.14	0.3	2.53	0.5	0.5
19		4-5	15	215.69	215.12	215.09	214.89	0.2544	0.013	0.013	0.5	0.26	0.3	1.93	0.5	0.5	
		5-6	103	215.05	212.52	214.89	212.02	0.3787	0.028	0.028	0.5	0.27	0.3	2.85	0.5	0.5	
9		6-7	15	212.35	211.91	211.92	211.72	0.4430	0.013	0.013	0.6	0.33	0.3	2.22	0.6	0.6	
		7-8	53	211.91	211.54	211.92	211.07	0.4759	0.016	0.016	0.6	0.32	0.2	2.44	0.6	0.6	
12		8-9	15	211.54	211.64	211.07	210.92	0.3879	0.010	0.010	0.6	0.33	0.3	1.95	0.6	0.6	
		9-10	34	211.64	211.07	210.92	210.57	0.4059	0.010	0.010	0.6	0.34	0.3	1.97	0.6	0.6	
4		10-11	15	211.07	211.09	210.57	210.37	0.4059	0.013	0.013	0.6	0.31	0.3	2.17	0.6	0.6	
		11-12	105	211.09	210.24	210.37	209.64	0.4711	0.007	0.007	0.8	0.33	0.3	1.78	0.8	0.8	
		12-13	15	210.24	210.01	209.64	209.44	0.4711	0.013	0.013	0.7	0.3	0.3	2.25	0.7	0.7	

CALLE	MZA	TRAMO	LONGIT.	OTA TERRENO		OTA RASANTE		CAUDAL m ³ /s	PENDIENTE	PENDIENTE CORREGIDA	ANCHO SOLERA	TIRANTE	BORDE LIBRE	VELOCIDAD	SECCION	
				INICIAL	FINAL	INICIO	FINAL								B*H	B*H
Jr. Huallaga, Lado izquierdo	22	1-2	64	221.88	218.93	221.88	218.48	0.1296	0.053	0.053	0.4	0.11	0.3	2.72	0.4	0.4
		2-3	12.5	209.45	209.8	218.38	218.18	0.1296	0.016	0.016	0.4	0.18	0.3	1.76	0.4	0.4
		3-4	81.5	218.47	215.39	218.18	215.29	0.1712	0.035	0.035	0.4	0.17	0.3	2.53	0.4	0.4
	20	4-5	16	215.39	215.01	215.29	214.99	0.1712	0.019	0.019	0.4	0.21	0.3	2.02	0.4	0.4
		5-6	100	215.01	212.44	214.99	212.02	0.2349	0.030	0.030	0.5	0.18	0.3	2.58	0.5	0.5
	8	6-7	15	212.44	211.73	212.02	211.71	0.2349	0.021	0.021	0.5	0.21	0.3	2.26	0.5	0.5
		7-8	101.1	211.63	211.33	211.71	210.57	0.2982	0.011	0.011	0.6	0.26	0.3	1.89	0.6	0.6
	5	8-9	15	211.33	211.01	210.57	210.37	0.2982	0.013	0.013	0.6	0.25	0.3	2.01	0.6	0.6
		9-10	104.1	211.01	210.2	210.37	209.8	0.3601	0.005	0.005	0.7	0.35	0.3	1.47	0.7	0.7
			10-13	17	210.2	210.01	209.8	209.44	0.3601	0.2118	0.2118	0.8	0.09	0.3	5.03	0.8
Jr. Manuel Arévalo lado Derecho	20	2-3	14	209.63	209.49	209.36	209.23	0.0907	0.009	0.009	0.4	0.17	0.3	1.3	0.4	0.4
		3-4	90.96	209.63	209.49	209.23	208.9	0.2246	0.004	0.005	0.5	0.35	0.3	1.3	0.5	0.5
	8	4-5	13.7	209.49	209.29	208.9	208.8	0.2880	0.007	0.007	0.5	0.37	0.3	1.65	0.5	0.5
		5-6	103.1	209.29	209.56	208.9	208.54	0.4136	0.003	0.005	0.7	0.39	0.3	1.32	0.7	0.7

	5	6-7	11.7	209.56	209.52	208.54	208.49	0.4741	0.004	0.005	0.7	0.44	0.3	1.57	0.7	0.7
		7-8	105.8	209.51	209.25	208.6	208.15	0.5940	0.004	0.005	0.7	0.4	0.3	1.67	0.7	0.7
Jr. Ramón Castilla; Lado Derecho	17	P-1	49	223.8	221.19	223.4	221.37	0.0632	0.041	0.041	0.4	0.08	0.3	1.99	0.4	0.4
	18	I-K	15	221.19	221.34	220.79	220.94	0.0632	0.010	0.010	0.4	0.14	0.3	1.17	0.4	0.4
		K-3	114.56	221.21	216.94	220.56	216.64	0.0651	0.034	0.034	0.4	0.08	0.3	1.89	0.4	0.4
	19	17-5	100	216.09	215.05	215.79	214.89	0.0611	0.009	0.009	0.4	0.13	0.3	1.17	0.4	0.4
	20	13-3	105.95	214.97	209.6	214.57	209.33	0.0672	0.049	0.049	0.4	0.07	0.3	2.16	0.4	0.4
Jr. Iquitos Lado Derecho	14	N-3	99	216.79	216.35	217	216.95	0.0662	0.001	0.005	0.5	0.14	0.3	0.95	0.5	0.5
	13	Y-5	99	216.73	212.16	216.33	212.28	0.0640	0.041	0.041	0.4	0.08	0.3	2	0.4	0.4
	11,9	15-7	100	212.81	211.91	212.6	211.82	0.0149	0.008	0.008	0.4	0.05	0.3	0.71	0.4	0.4
	8	15-5	103.5	211.82	209.3	211.41	208.9	0.0642	0.024	0.024	0.4	0.09	0.3	1.67	0.4	0.4
Jr. Lima Lado Derecho	2	S-5	101	215.77	210.87	215.4	210.38	0.0662	0.050	0.050	0.4	0.08	0.3	2.16	0.4	0.4
	3	Q-5	100.5	210.6	210.71	210.4	210.17	0.0670	0.002	0.005	0.4	0.17	0.3	0.97	0.4	0.4
	4	11-9	98	211.03	210.84	210.79	210	0.0656	0.008	0.008	0.4	0.14	0.3	1.14	0.4	0.4
	5	17-7	102	210.99	209.51	210.59	208.6	0.0618	0.020	0.020	0.4	0.09	0.3	1.55	0.4	0.4

CALLE	MZA	TRAMO	LONGI T.	COTA TERRENO		COTA RASANTE		CAUDAL m ³ /s	PENDIENTE	PENDIENTE CORREGIDA	ANCHO SOLERA	TIRANTE	BORDE LIBRE	VELOCIDAD	SECCION	
				INICIAL	FINAL	INICIO	FINAL								B*H	
Jr. Tarapoto L. Der.	1	B-7	46	215.22	211.56	214.8	211.08	0.0576	0.081	0.081	0.4	0.06	0.3	2.43	0.4	0.4
	4	13-11	104	210.01	208.64	209.1	207.64	0.8312	0.013	0.013	1	0.34	0.3	2.45	1	1
Jr. Tarapoto Lado Izquierdo	1	C-6	46	212.63	211.85	212.23	211.45	0.0576	0.017	0.017	0.4	0.1	0.3	1.43	0.4	0.4
	5	18-8	100.9	210.22	209.25	209.92	208.25	0.0582	0.017	0.017	0.4	0.1	0.3	1.44	0.4	0.4
		8-9	12.8	209.25	209	208.25	208.11	0.6522	0.011	0.011	0.7	0.34	0.3	2.29	0.7	0.7
		9-10	250	209	208.2	208.11	207.4	0.8712	0.003	0.005	0.8	0.6	0.3	1.82	0.8	0.8

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Según los resultados obtenidos, se cumple con la hipótesis planteada, podemos hacer la contrastación de hipótesis, demostrando la hipótesis general y rechazando la nula, es decir el sistema de drenaje pluvial, es capaz de descargar el máximo caudal, producido por las precipitaciones pluviales en la zona del proyecto, a lo que se corrigió el mencionado encauzamiento, mejorando así la transitabilidad vial, posibles hundimientos de viviendas y por ende la proliferación de enfermedades infecto contagiosas.

Los resultados no solo muestran eso, también se puede detectar el impacto ambiental que dicho sea de paso es un tema muy controversial, ya que implica un gasto adicional en los diseños de proyectos, pero que es muy importante, lamentablemente los efectos se notan en los años de depreciación de la obra, que en su mayoría acarrea consecuencias negativas en la salud de las personas.

Para el diseño del drenaje pluvial se ensayó las TIC, implementadas con Software para diseño de canales, software para dibujo y equipos fotográficos, estudios de climas con información de meteorología e hidrología en 24 horas, haciendo comparaciones cuando la cuneta está sin agua y el nivel freático alto, y cuando la cuneta está con agua y terreno seco, de hecho que los momentos serán diferentes, ya que en el primer momento la estructura no recibe ninguna presión, mientras que en el segundo se puede notar desde el flujo de caudal la presión existente, sin embargo el momento es menos, donde se puede contrastar lo importante que representa el drenaje pluvial ordenado para una determinada localidad. También podemos discutir el resumen del cálculo en donde se nota visiblemente los diseños de cara exterior e interior, notando que la reacción del terreno es 7353.85 kg por metro cuadrado, los momentos de empotramiento demuestran resultados aceptables, comparados con refuerzos de repartición por contracción.

En el caso del ancho de solera, referida al fondo de la cuneta, dependiendo del caudal, poniendo valores máximos y mínimos.

En el análisis estadístico la precipitación promedio derivará en el drenaje, tiempo de concentración, intensidad máxima de diseño por el método Gumbell, que representa una opción por el momento.

Luego se calcularon los tiempo de retorno, para 5, 10, 20, 30° y 50 años, concluyendo la precipitación de diseño para un período de 50 años. El área a drenar se muestra en el cuadro 09.

También se pueden notar apatía de parte las autoridades en priorizar obras, ya que eso conlleva a gastos que no se encuentran en los presupuestos participativos y es necesario recurrir a alianzas estratégicas con otras instituciones, siendo el efecto más importante la generación de espacios laborales a la gente más humilde, quienes esperan estos proyectos con muchas ansias.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- ✓ El análisis y procesamiento de información hidrológica para el cálculo de la intensidad máxima es de mucha importancia, sirviéndonos para determinar el caudal de diseño, para con este determinar las dimensiones de cualquier estructura hidráulica, los cuales nos van a prevenir de posibles estragos que produzcan las precipitaciones pluviales.
- ✓ Los caudales de diseño para las obras de drenaje pluvial se determinaron utilizando dos métodos (Método Racional), que son los más utilizados en el País.
- ✓ La topografía del lugar y los datos de precipitación han sido unos de los factores importantes para el dimensionamiento de las estructuras proyectadas, las mismas que se han diseñado teniendo en cuenta la seguridad y la economía.

6.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Elaborar el sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Pilluana, con la cual se evitará daños que puedan ocasionar las precipitaciones.
- ✓ Independizar las aguas residuales y aguas pluviales, según las nuevas tendencias medio ambientales de costo-mínimo.
- ✓ Las tuberías de agua y desagüe se encuentran por debajo de la cota rasante del canal.
- ✓ Se recomienda que los trabajos de drenaje pluvial se ejecuten paralelamente con las pistas y veredas.
- ✓ La entrega del agua de lluvia procedente del interior de las viviendas se hará a través de tuberías directamente a la cuneta en el espacio destinado a borde libre.
- ✓ Se recomienda emitir una ordenanza Municipal que prohíba el arrojamiento de desperdicios en interceptores, sumideros y canales

VII BIBLIOGRAFÍA

1. CADENA CÉPEDA, Raúl. <http://www.rcadena.com/put.htm>
2. CAMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCION. “Reglamento Nacional de Construcciones”, Décima Sexta Edición en Español. Impreso en Perú 1997.
3. FAIR – GEIR Y OKUN. “Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales”, volumen I Sexta Edición en Español. Impreso en México 1990. Editorial Limusa, S.A. de CV.
4. GARCÍA RICO, Elmer. “Manual de Diseño Hidráulico de Canales y Obras de Arte”, Primera Edición. Derechos Reservados. Chiclayo – Perú. 1987.
5. IBÁÑEZ GARCÍA, Hernando y BARTRA PESO, Oscar. Tesis “Saneamiento Básico y Pluvial de la Ciudad Universitaria”, San Martín, Tarapoto-Perú. 1995.
6. LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. “Diseño de Acueductos y Alcantarillados”, Segunda Edición. Impreso en Colombia 1999. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. ALFA OMEGA EDITOR, S.A. de C.V.
7. MERRITT, Frederic S. “Manual de Ingeniero Civil”, Volumen III, Primera Edición en Español. Impreso en México 1987 en Gráficos Monte Alban, S.A. de C.V.
8. MONSALVE SÁENZ, Germán. “Hidrología en la Ingeniería”, Segunda Edición en Español. Impreso en Colombia 1999. ALFA OMEGA Grupo Editor, S.A. de C.V.
9. MORALES UCHOFEN, Walter. “Drenaje Vial”, Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-II/FIC. Tarapoto – Perú.
10. MORALES UCHOFEN, Walter. “Infraestructura de Riego”, Parte I. Chiclayo-Perú 1990.
11. PONCE VALDEIGLESIAS, Rosa. “Expediente Urbano de Tarapoto”, Informe Final. Tarapoto Agosto 1996.

VII. ANEXOS

ANEXO 1: LAMINA E-01	85
ANEXO 2: LAMINA E - 02	86
ANEXO 3: LAMINA PC-01	87
ANEXO 4: LAMINA DF - 01	88
ANEXO 5: LAMINA PL - 01	89
ANEXO 6: LAMINA PL-02	90
ANEXO 7: LAMINA PL -03	91
ANEXO 8: LAMINA PL-04	92
ANEXO 9: LAMINA PL-05	93
ANEXO 10: LAMINA PL-06	94
ANEXO 11: LAMINA PL-07	95
ANEXO 12: LAMINA PL-08	96
ANEXO 13: LAMINA PL-09	97
ANEXO 14: LAMINA PL-10	98
ANEXO 15: LAMINA PL -11	99
ANEXO 16: LAMINA PL-12	100
ANEXO 17: LAMINA PL-13	101
ANEXO 18: LAMINA PL-14	102
ANEXO 19: LAMINA PL-15	103
ANEXO 20: LAMINA PL-16	104
ANEXO 21: LAMINA PL-17	105
ANEXO 22: LAMINA PL-18	105